

VŠB – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Variantní metody realizace stanice metra
Variant Methods of Metro Station Realization

Student: Tomáš Urbánek
Vedoucí bakalářské práce: doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.

Ostrava 2016

Zadání bakalářské práce

Student: **Tomáš Urbánek**
Studijní program: **B3607 Stavební inženýrství**
Studijní obor: **3647R017 Geotechnika**
Téma: **Variantní metody realizace stanice metra**
Variant Methods of Metro Station Realization
Jazyk vypracování: **čeština**

Zásady pro vypracování:

- 1) Úvod
- 2) Charakteristika předmětné lokality (geologická, hydrogeologická, charakteristika urbanizovaného území)
- 3) Návrh variantních metod realizace stanice
- 4) Modelové řešení variantních metod realizace stanice
- 5) Návrh monitoringu při realizaci stanice
- 6) Závěrečné srovnání výsledků, doporučení pro realizaci

Seznam doporučené odborné literatury:

1. Klepsatel, František; Raclavský, Jaroslav. *Bezvýkopová výstavba a obnova podzemních vedení*. Bratislava : JAGA, 2007. ISBN 978-80-8076-053-3.
2. Klepsatel, Mařík, Frankovský. *Městské podzemní stavby..* Bratislava : JAGA, 2005. ISBN 80-8076-021-7.
3. Klepsatel, Kusý. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. Bratislava : JAGA, 2003. ISBN 80-77905-43-5.
4. Rozsypal, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Bratislava : JAGA, 2001. ISBN 80-88905-44-3.

Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí bakalářské práce: **doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.**

Datum zadání: 30.10.2015

Datum odevzdání: 02.05.2016

doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci, včetně příloh, vypracoval samostatně pod vedením vedoucího bakalářské práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č.121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk bakalářské práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci, nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

ANOTACE BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

URBÁNEK, T. Variantní metody realizace stanice metra: bakalářská práce. Ostrava: VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, katedra geotechniky a podzemního stavitelství, 2016, 165 s. Vedoucí práce: doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.

Tato bakalářská práce se zabývá problematikou výstavby ražené části stanice metra Náměstí Bratří Synků na nové trase D pražského metra. V úvodní části jsou rozepsány základní parametry nové trasy pražského metra a stanice Náměstí Bratří Synků včetně geologických hydrogeologických a geotechnických vlastností zemino-horninového prostředí. V další části se již věnuji samotnému technickému řešení provádění ražeb. Zvažuji celkem 4 varianty. Velmi okrajově se věnuji ražbě podle zásad nové rakouské tunelovací metody a blíže se zaměřuji na varianty využívající technologie protlaku, pipe-roofingu resp. kombinaci obou těchto metod. Též se teoreticky zabývám problematikou tření mezi konstrukcí a zeminou při protlačování. V jedné kapitole se věnuji návrhu geotechnického monitoringu, jak povrchu resp. nadzemní zástavby, tak samotné konstrukce stanice během stavebních prací. V závěru porovnávám jednotlivé varianty jak z hlediska technického, tak z hlediska finanční a časové náročnosti.

KLÍČOVÁ SLOVA: Metro, Stanice, Ražba, NRTM, Protlak, Pipe-roofing, Midas, Geo 5

BACHELOR THESES ANNOTATION

URBÁNEK, T.. Variant Methods of Metro Station Realization. Ostrava: VŠB – Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering, Department of Geotechnical and Underground Engineering, 2016, 165 s. Thesis head: doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.

This thesis deals with the construction of the mined section Square Metro Station Syneks Brothers on the Line D of the Metro. In the first part are described basic parameters of the new underground lines and stations Square Syneks Brothers including geological hydrogeological and geotechnical properties of soil-rock environment. The next section is already devoted to the implementation of technical solutions excavation. Consider buying a total of four variants. Very marginally to devote excavation of the New Austrian Tunnelling Method and closer focus on using technology variants puree, pipe-roofing respectively. combination of both methods. Also in theory deal with the issue of friction between the structure and the soil during extrusion. In one chapter is devoted to the design of geotechnical monitoring how the surface respectively. surface buildings and the very structure of the station during construction. In conclusion I compare the various options both from a technical perspective and in terms of financial and time demands.

KEY NOTES: Metro, Station, Excavation, NATM, Jacket box tunneling, Pipe roofing, Midas, Geo 5

Obsah:

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ	10
1 Úvod	11
1.1 Úkol bakalářské práce	11
1.2 Projekt trasy D pražského metra	11
1.3 Stanice Metra Náměstí Bratří Synků	12
1.3.1 Účel objektu stanice	12
1.3.2 Umístění objektu stanice	12
1.3.3 Dispoziční řešení	13
1.3.4 Konstrukční řešení	14
1.3.5 Stávající nadzemní objekty	15
2 Geologické a hydrogeologické poměry (2)	19
2.1 Geologický a hydrogeologický průzkum	20
2.1.1 Vrtný průzkum	20
2.1.2 Sondy z V. etapy průzkumu	21
2.2 Geomorfologické poměry	26
2.3 Geologické poměry	28
2.3.1 Popis geologického souvrství	28
2.3.2 Karotážní měření ve vrtech	29
2.4 Hydrogeologické poměry	30
2.4.1 Charakteristika zvodnění vyšších teras	30
2.4.2 Charakteristika zvodnění holocenních fluviálních sedimentů a údolní terasy	30
2.4.3 Přítoky vody do podzemních objektů	31
2.4.4 Karotážní měření ve vrtech	31
2.5 Geotechnické typy	32
2.5.1 Podélný geotechnický profil	32

2.5.2	Geotechnické typy základových půd.....	34
2.5.3	Geotechnické parametry základových půd.....	34
2.5.4	Materiálové modely uvažované ve výpočtech.	35
2.6	Shrnutí informací z geologického a hydrogeologického průzkumu	36
2.6.1	Horninové prostředí.....	36
2.6.2	Hydrogeologické aspekty	37
2.6.3	Geotechnická rizika	38
3	Návrh metod ražby stanice.	38
3.1	Varianta 0) - Ražená trojlodní stanice dle DUR	38
3.1.1	Popis varianty.....	38
3.1.2	Postup výstavby	39
3.1.3	Zhodnocení varianty	41
3.2	Varianta 1a) – Protlačovaný tunel.....	42
3.2.1	Teorie tření a protlačování konstrukcí.....	42
3.2.2	Princip protlačování hranatých konstrukcí a technická omezení	58
3.2.3	Postup výstavby	78
3.2.4	Výpočty.....	83
3.2.5	Časový harmonogram	97
3.2.6	Odhad nákladů	97
3.2.7	Zhodnocení varianty	97
3.3	Varianta 1b) – Protlačovaný tunel se zajištěním stropu ocelovými trubkami (Piperoofing) ...	97
3.3.1	Postup výstavby	99
3.3.2	Výpočty.....	102
3.3.3	Časový harmonogram	120
3.3.4	Odhad nákladů	120
3.3.5	Zhodnocení varianty	120
3.4	Varianta 2) - Piperoofing – ražba pod ochranou ocelových trubek	120

3.4.1	Postup výstavby	122
3.4.2	Výpočty.....	125
3.4.3	Časový harmonogram	133
3.4.4	Odhad nákladů	133
3.4.5	Zhodnocení varianty	133
3.5	Varianta 3) – Demolice nadzemních objektů a výstavba stanice ve stavební jámě	133
3.5.1	Popis varianty.....	133
3.5.2	Časový harmonogram	134
3.5.3	Odhad nákladů	135
3.5.4	Zhodnocení varianty	135
4	Geotechnický monitoring.....	135
4.1	Úvod	135
4.2	Navržená měření a sledování	136
4.2.1	Měření deformací výrubu (konvergenční měření)	136
4.2.2	Měření deformace čelby (magnetický extenzometr)	137
4.2.3	Měření deformací horninového prostředí v okolí výrubu (extenzometrická měření) ...	137
4.2.4	Měření deformací ocelových trubek Pipe roofing (vodorovná inklinometrická měření)	137
4.2.5	Měření zatížení primárního ostění.....	138
4.2.6	Měření zatížení definitivního ostění	138
4.2.7	Měření deformací stěn stavebních jam hloubených úseků stanice (inklinometrická měření, geodetická měření, náklonoměry)	139
4.2.8	Měření zatížení kotevních lan stavebních jam (dynamometry)	139
4.2.9	Měření deformací povrchu a povrchových objektů	139
4.2.10	Hydrogeologický monitoring.....	139
4.2.11	Inženýrsko-geologické sledování	140
4.2.12	Geodetické měření def. Ostění	140
4.2.13	Měření teploty zmrazené zeminy	141

4.2.14	Monitoring tlačné stanice	141
4.3	Varovné stavy	141
5	Závěr	142
6	Seznam obrázků	143
7	Seznam tabulek	149
8	Seznam použité literatury	150
	Dodatek č. 1 (2)	153
	Dodatek č. 2 (2)	154
	Dodatek č. 3 (2)	155
	Dodatek č. 4 (2)	156
	Dodatek č. 5 (2)	157
	Dodatek č. 6 (2)	158
	Dodatek č. 7 (2)	159
	Dodatek č. 8 (2)	160
	Dodatek č. 9 (2)	161
	Dodatek č. 10 (2)	162
	Dodatek č. 11 (2)	163
	Dodatek č. 12 (2)	164

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ

A_c	Plocha přenášející tlak [m ²]
E_{oed}	Edometrický modul deformace [MPa]
E_{def}	Deformační modul [MPa]
F	Tlačná síla [kN]
F_{dov}	Maximální dovolená síla pro přímé protlačování trub [N]
$F_{j\ max}$	Maximální teoretická výpočtová protlačovací síla [N]
FEM	Finite element method
G	O odporová síla proti vnikání řezného štítu do zeminy [kN]
H	Výška opěrné stěny [m]
IGP	Inženýrsko-geologický průzkum
I_i	Slake durability index [-, %]
J5XX	Vrt jádrový
K_0	Koeficient bočního tlaku [-]
L	Délka protlaku [m]
M	Plášťové tření [kPa]
MKP	Metoda konečných prvků
NATM	New austrian tunnel method
NRTM	Nová rakouská tunelovací metoda
QTS	Klasifikační systém dle Tesaře
R	O odporová síla od plášťového tření [kN]
S_p	Maximální únosnost opěrné stěny [kN]
SB	Stříkaný beton
SO	Stavební objekt
T	Koeficient transmisivity [m ² .s ⁻¹]
TK	Těmeno kolejnice
c_{ef}	Efektivní soudržnost zemin [kPa]
d_a	Vnější průměr štítu [m]
$d_{a\ min}$	Nejmenší vnější průměr trouby [mm]
$d_{i\ max}$	Největší vnitřní průměr trouby [mm]
$f_1\ (p_0)$	O odporový tlak působící na štít [kPa]
h.p.v.	Hladina podzemní vody
k	Koeficient filtrace [m.s ⁻¹]
l_{op}	Obvod pláště trouby [m]
p_r	Radiální zatížení na vnější plášť trouby [kPa]
w_l	Vlhkost na mezi tekutosti [%]
w_n	Vlhkost [%]
β_{LD}	Výpočtová pevnost materiálu v tlaku [MPa]
γ	Součinitel bezpečnosti [-]
ϕ_{ef}	Efektivní úhel vnitřního tření [°]
σ_c	Pevnost v prostém tlaku [MPa]

1 Úvod

1.1 Úkol bakalářské práce

Úkolem této bakalářské práce je zhodnotit různé způsoby provádění ražené části stanice Náměstí Bratří Synků budované ve třetí etapě výstavby trasy D pražského metra s ohledem na použitou technologii pro minimalizaci rizik spojených s výstavbou a časovou resp. finanční náročností výstavby.

1.2 Projekt trasy D pražského metra

Čtvrtá trasa pražského metra byla zahrnuta již do prvních úvah o síti metra v Praze v 70. letech minulého století a dnes nabývá podobu konkrétního technického návrhu. Tato čtvrtá trasa - trasa D je již od 90. let prostorově vymezena v územním plánu města jako propojení jižního sektoru Prahy s centrem města. Předmětem dlouholeté diskuze dopravních odborníků byla volba trasy, volba dopravního systému, etapizace výstavby i možnost postupného uvádění do provozu v reakci na současnou ekonomickou situaci.

První provozní úsek trasy D zahrnuje 10 stanic a jeho celková délka je 10,6 km. V centru začíná u stanice metra Náměstí Míru na trase A, pokračuje přes Nusle a Pankrác do Nových Dvůrů, Libuše a dále pak do Písnice, se současnými názvy stanic Náměstí Míru, Náměstí Bratří Synků, Pankrác, Olbrachtova, Nádraží Krč, Nemocnice Krč, Nové Dvory, Libuš, Písnice a Depo Písnice.

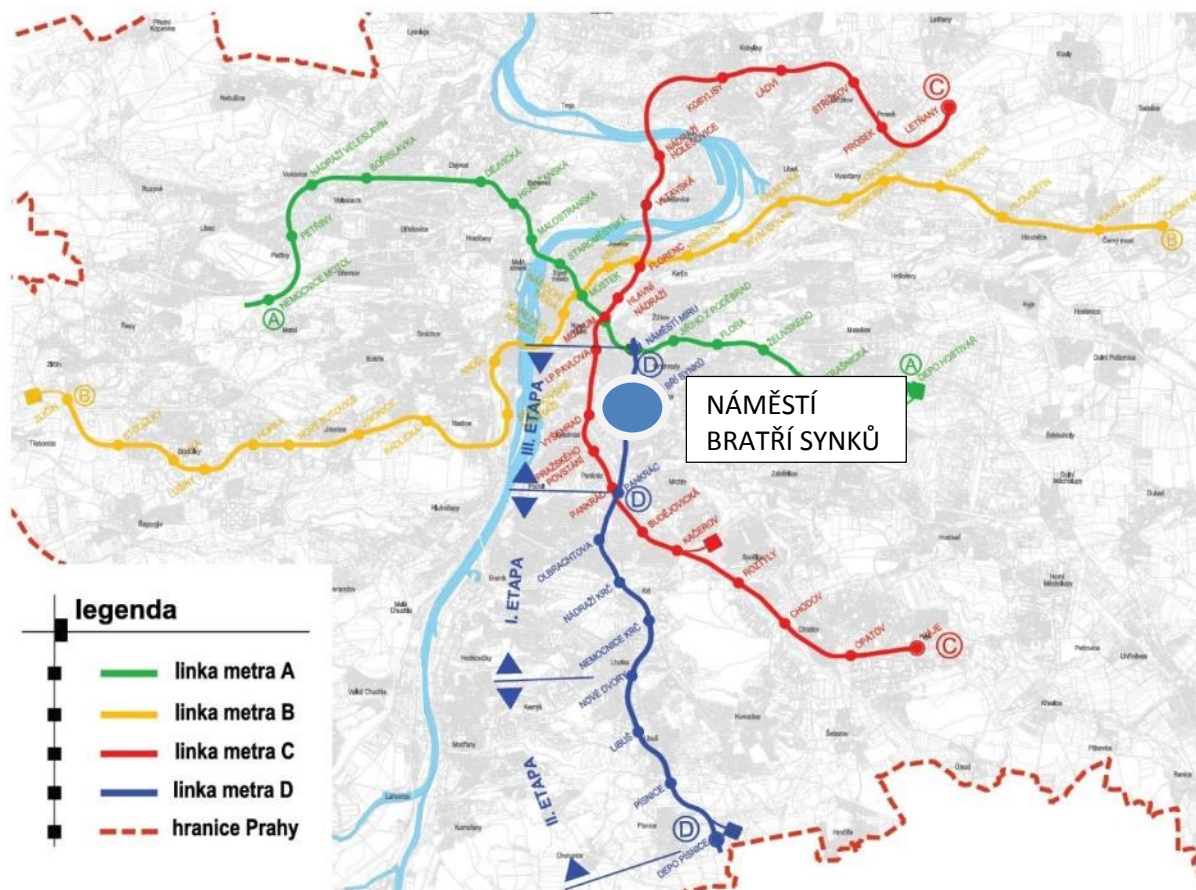
Nová trasa má dva základní účely a přínosy, tj. dvě nohy, na kterých projekt stojí:

1. Podél trasy - zásadně zlepšuje problematickou dopravní situaci v obsluze jižního sektoru města hromadnou dopravou (Krč, Lhotka, Novodvorská, Libuš a další sídlištní celky). Stávající nevyhovující autobusový návoz ke stanicím linky metra C je nahrazen kapacitní kolejovou dopravou, která v této části metropole zcela chybí. V přímo dotčené části města žije nyní cca 175 000 obyvatel a je zde nyní cca 130 000 pracovních příležitostí.
2. Na jižním konci trasy - zabezpečuje žádoucí podchycení autobusové dopravy a části individuální automobilové dopravy z regionu - ve stanicích Písnice a Depo Písnice na autobusových terminálech a záchytných parkovištích P+R na okraji města. Podstatná část dopravy z regionu neproniká do komunikační sítě města, nezatěžuje tuto síť dopravně a její okolí ekologicky.

Další přínosy nové trasy metra jsou následující:

- Rozvoj města podél trasy - městotvorný urbanistický účinek nového komfortního dopravního spojení lze očekávat již během výstavby a vzrůst kvality městského prostředí a veřejného prostoru lze očekávat bezprostředně po její dokončení. Stejně tomu bylo u ostatních tras metra v Praze i jiných metropolích.
- Ekologické přínosy - redukce počtu autobusů - ze zastávky Nemocnice Krč v ranní špičkové hodině odjíždí 141 autobusových spojů, tzn. interval 25,5 sekundy.
- Zvýšení bezpečnosti dopravy - snížením počtu autobusů (městských i regionálních) a automobilů IAD z regionu v síti městských komunikací.

- Zajistí žádoucí odlehčení jižní části linky metra C, mj. spojené s razantním snížením obrátu stanice Kačerov a výhledově (po prodloužení linky z Pankráce na sever) i s odlehčením přestupního uzlu Muzeum.
- Prohloubí integraci hromadné dopravy vazbami k linkám metra C (Pankrác), metra A (Náměstí Míru) a k síti povrchové MHD i k dopravě železniční (Nádraží Krč).



Obrázek 1-1- Celková situace trasy pražského metra (1)

1.3 Stanice Metra Náměstí Bratří Synků

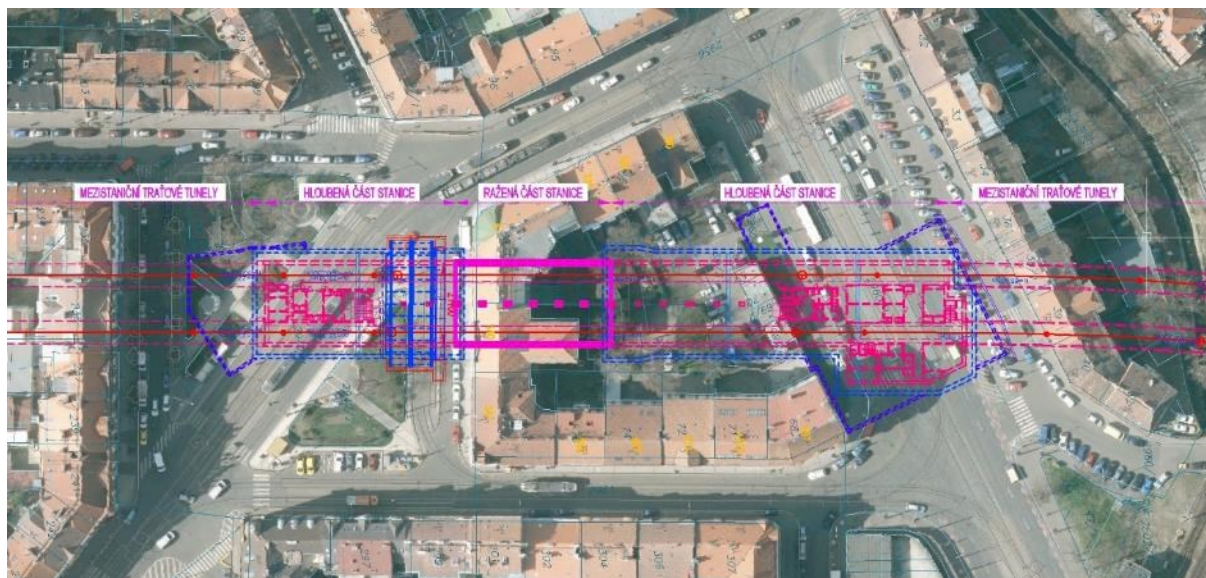
1.3.1 Účel objektu stanice

Stanice metra Náměstí Bratří Synků vytváří přestupní uzel mezi tramvajovou dopravou a metrem, oba vestibuly ústí do důležitých dopravních uzlů povrchových linek. Kromě přestupu na tramvaje také v docházkové vzdálenosti obsluhuje území Nuslí a Vršovic.

1.3.2 Umístění objektu stanice

Stanice Náměstí Bratří Synků je uložena mezi ulicí Otakarova a náměstím Bratří Synků. Hloubená část kříží ulici Otakarovu ulici pod úhlem 63° a je vedena do prostoru dvorů v obytném bloku mezi Otakarovou ulicí a náměstím Bratří Synků. Pod frontou domu do náměstí Bratří Synků bude stavba provedena protlakem konstrukcí délky 38,4metrů. Na protlak navazuje další hloubený úsek v prostoru náměstí Bratří Synků. Jižní vestibul je umístěn pod parkem na náměstí Bratří Synků. Z vestibulu vystupuje pevné schodiště, dvojice eskalátorů a výtah. Výstupy jsou orientovány směrem k zastávce tramvaje. Severní vestibul je umístěn pod vozovkou a

tramvajovou tratí v ulici Otakarova. Z vestibulu vystupují dvě pevná schodiště na nástupní ostrůvky tramvaje, tři pevná schodiště a dvojice eskalátorů na chodníky na obou stranách ulice a jeden výtah. Do vnitrobloku ústí drobný objekt nasávání vzduchotechniky, hlavní větrání je umístěno až u ulice Perucká.



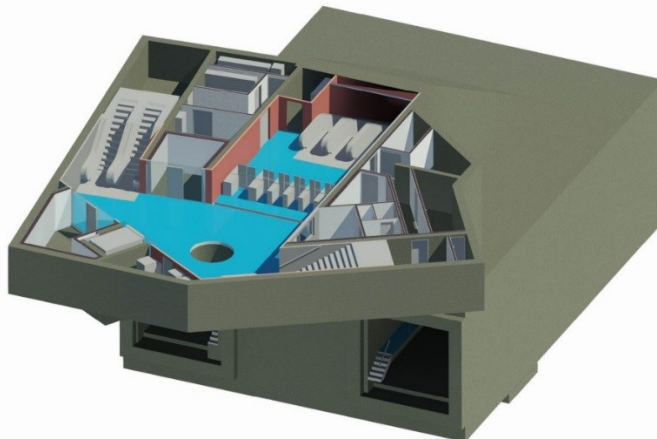
Obrázek 1-2 - Situace stanice

Stanice se nalézá ve velmi komplikovaném území, které je zatíženo řadou omezení. Ať už se jedná o vysokou hladinu podzemní vody, množství podzemních sítí, či rušné automobilové a tramvajové komunikace. Finální tvar a vzhled konstrukcí ovlivňoval způsob provádění stavby pod ponechávanými domy, i nutnost protáhnout razicí štíty v průběhu výstavby stanice. V neposlední řadě bylo třeba vnímat, že se nalézáme v historicky cenném území, které je ucelené a zastabilizované (až na chybějící frontu domů v jižní části Otakarovy ulice, kde se předpokládá její budoucí doplnění). Snahou bylo vytvářet na terénu co nejméně nových prvků, proto jsou vestibuly a odbavení cestujících umístěny v podzemí a na terén se propisují jen jednotlivé výstupy, navíc v minimalistické podobě bez zastřešení a v co největší míře prosklené. Dalším cílem bylo zklidnit dopravu na náměstí Bratří Synků a přimknout výstupy z metra k tramvajím; proto došlo k vymístění automobilové dopravy ze středu náměstí k jeho okrajům, a kde to bylo možné, byla vozovka upravena do podoby obytné ulice.

1.3.3 Dispoziční řešení

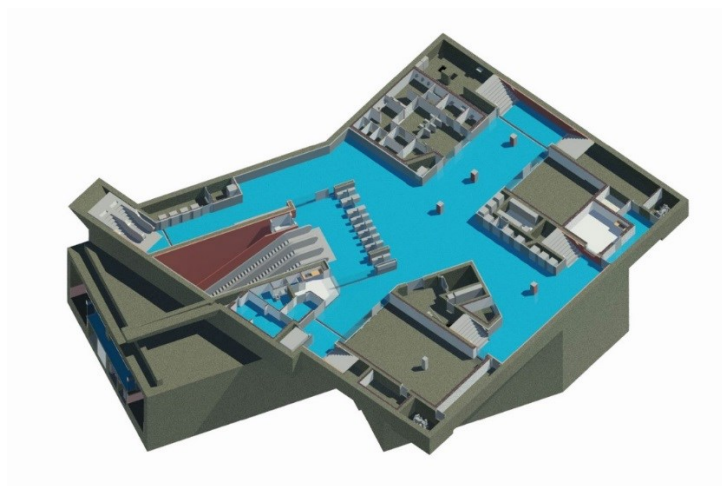
Stanici tvoří tři základní bloky: jižní vestibul na náměstí Bratří Synků, samotné nástupiště, severní vestibul pod Otakarovou ulicí. Jižní vestibul je umístěn pod chodníkem, jižně od tramvajových zastávek na náměstí. Svým rozsahem je minimalizován na nejnutnější veřejné a služební prostory. Přístup do vestibulu je zajištěn pevným schodištěm, dvojicí eskalátorů a výtahem. Umístění výstupů navazuje na hlavní pěší směry na povrchu, zároveň je poloha podmíněna výškovým uspořádáním terénu. Vestibul prosvětluje otvor ve stropě – je to snaha dorovnat výhodu povrchového vestibulu – cestující se dostává do vizuálního kontaktu s náměstím, byť se nalézá v podzemí. Z jižního vestibulu vede na nástupiště trojice eskalátorů a šikmý výtah. Ve služební části je umístěno pevné schodiště vedoucí přes jednotlivá podlaží pod vestibulem až na nástupiště. Nástupiště je rozděleno podélnou osou nosné konstrukce, mezi sloupky jsou umístěny nezbytné prvky mobiliáře jako lavičky, koše, informační panely. Obě čela nástupiště jsou šířkově zcela naplněna výstupy do vestibulů (z obou stran 3x eskalátor a šikmý výtah), proto je místnost dozorčího umístěna až za nástupištěm; přístup je umožněn relativně

širokou veřejnou chodbou podél prosklené bezpečnostní stěny. Tyto stěny lemují obě nástupní hrany. Jejich primární funkce zamezit pádu cestujících do kolejiště je doplněna o další prvky: nahrazují hlavní podélný nosič s osvětlením, reproduktory a informacemi, používaný na stávajících stanicích metra. Tyto všechny funkce jsou do stěny integrovány.



Obrázek 1-3 - 3D model jižního vestibulu

Na severní straně od nástupiště se nalézá hlavní technologický a služební blok nutný pro provoz stanice. Využívá se jednak prostoru mezi kolejemi, další technologický blok je zvnějšku levé koleje. Obě části energobloku jsou spojeny šachtami a technickými chodbami A+B vedoucími přes kolej v úrovni nad nástupištěm, dále jsou pod kolejovými betony umístěny kabelové chráničky. Podélné technické chodby A+B jsou umístěny pod celým nástupištěm a návaznými služebními místnostmi. Služební prostory jsou propojeny schodišti a nákladním výtahem, který ústí do severního vestibulu. Výstup do severního vestibulu pro cestující je zajištěn trojicí eskalátorů a šikmým výtahem.



Obrázek 1-4 - 3D model severního vestibulu

1.3.4 Konstrukční řešení

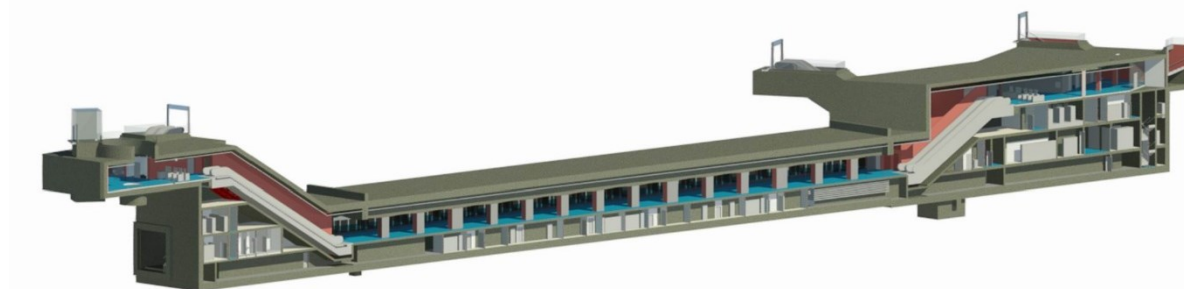
Stanice je navržena jako hloubená s ostrovním nástupištěm šířky 11,26m a délky 100,0m, s temenem kolejnice (TK) v hloubce cca 14,0-17,0 m pod terénem. Stanici tvoří tři části: část stanice na náměstí Bratří Synků s vestibulem, část stanice na Otakarově s vestibulem a

s technologickým blokem a mezi nimi je protlačovaná část stanice. Vlastní stanice je navržena jako dvojlodní s nosnými sloupy uprostřed nástupiště. Nosné svislé i vodorovné konstrukce jsou železobetonové. Konstrukce je založena na železobetonové základové desce, obvodovou konstrukci tvoří železobetonové podzemní stěny ztužené železobetonovými stropními deskami. Obvodové železobetonové konstrukce stanice budou zaizolovány dvojitými PVC izolacemi odolnými proti podzemní vodě. Vlastní stanice je navržena jako dvojlodní s nosnými sloupy uprostřed nástupiště. Nosné svislé i vodorovné konstrukce jsou železobetonové.

Vestibul na NS je navržen jako jednopodlažní železobetonový stěnový systém, který navazuje na konstrukce eskalátorového tubusu.

Vestibul na Otakarově konstrukčně navazuje na technologický blok a je částečně rozšířen přes obrys technologického bloku. Jedná se o železobetonový systém s kombinací stěn a sloupů.

Ražená část je železobetonová monolitická konstrukce obdélníkového průřezu, jejíž vnitřní rozměry korespondují se světly průřezem hloubené stanice, což je důležité z architektonického hlediska, kdy cestující nerozeznají rozdíl mezi hloubenou a raženou částí stanice. Celá ražená část bude tvořena jedním dilatačním dílem o délce 38,4 m, šířce 21,1 m a výšce 9,1 m. Tloušťky obvodových konstrukcí budou 900 mm tlusté silně vyztužené železobetonové - deska a stěny, vnitřní podpory budou tvořit železobetonové sloupky 1,2x0,75 m po 6,3 m a mohutný průvlak výšky 1,7 m. Nosná konstrukce bude vybetonována z betonu C50/60, jako výztuž bude použita ocel kvality B500B, pro případné ocelové konstrukce bude použita ocel třídy S355JR0.



Obrázek 1-5 - 3D model stanice

1.3.5 Stávající nadzemní objekty

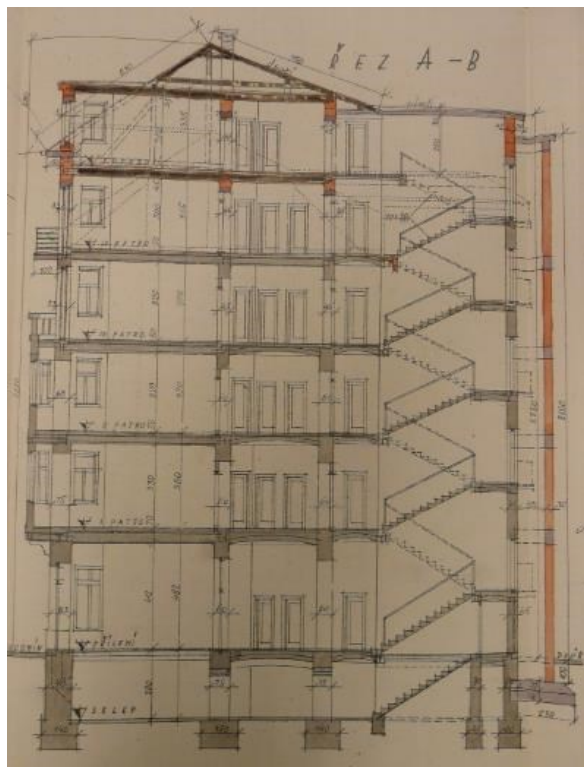
Část stanice se nalézá pod stávající bytovou zástavbou. Jedná se o ražený úsek vlastní stanice Náměstí Brí Synků pod stávající zástavbou, kterou tvoří zděné činžovní vícepatrové budovy z počátku 20. století č. p. 340/2 a 5/1. Před dalším stupněm projektové dokumentace bude nutno v budovách, které budou dotčeny výstavbou ražené stanice, provést detailní stavebně-technický průzkum a podrobné geodetické zaměření, tak aby bylo možné navrhnout monitoring objektů během výstavby, případně stavebně-technická opatření pro zmírnění negativních dopadů na objekty během výstavby.

Od obou budov jsem získal archivní dokumentaci, proto bylo možné vypočítat jejich celkovou hmotnost, resp. zatížení přenášené základy do zeminového prostředí, tato zatížení byla zanesena do výpočetních modelů.

1.3.5.1 Bytový Dům č. p. 5/1

Jedná se o zděný pětipodlažní objekt s podsklepením a obytným podkrovím, který se nachází na rohu ulice Bělehradská a náměstí Bratří Synků. Budova procházela během svého života řadou

rekonstrukcí a oprav, které se dotkly i nosných konstrukcí. Obvodové nosné konstrukce předpokládáme zděné, stropní konstrukce budou smíšené, původní stropy budou pravděpodobně dřevěné, stropy prošlé rekonstrukcí mohou být železobetonové, či ocelové (keramické). Základy předpokládáme z volně loženého kamene, kladený na sucho nebo zalitý betonem nebo jiným hydraulickým pojivem. Všechny tyto konstrukce a jejich stav bude nutno ověřit stavebně-technickým průzkumem.



Obrázek 1-6 - Dům č.p. 5/1 - řez



Obrázek 1-7 - Dům č.p. 5/1 –pohled

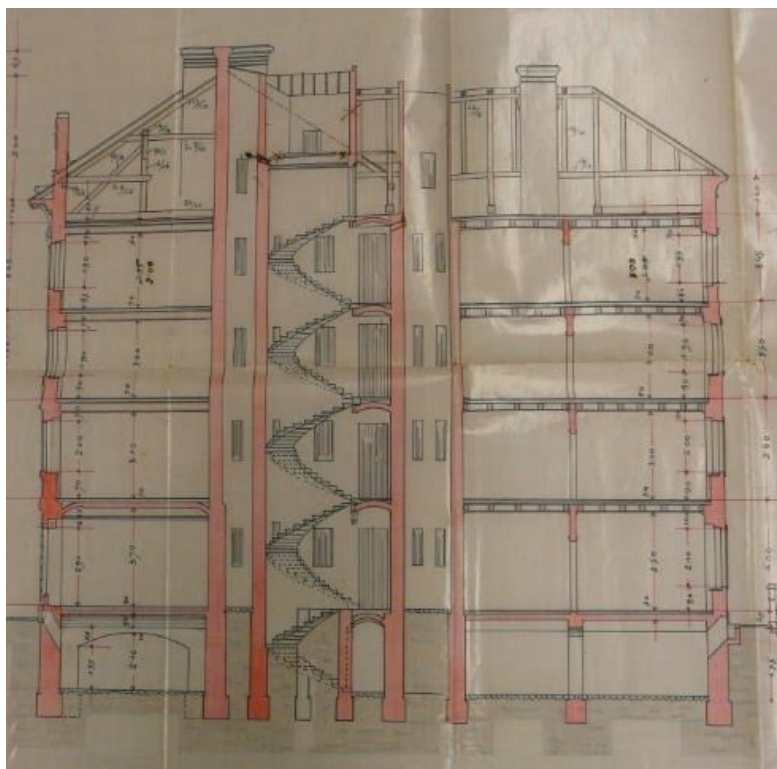
Na základě dostupných podkladů byl zpracován výpočet zatížení:

Zatížení od objektu č.p. 5					
Typ konstrukce	Plocha [m ²]	Výška resp. tloušťka kce. [m]	Objem [m ³]	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Hmotnost konstrukce [kg]
Základy	202	1,50	303	2 200	666 600
Podlaha ve sklepe	497	0,25	124	2 500	310 625
Zdivo Sklepy	145	2,80	406	1 900	771 400
Strop nad sklepy	494	0,70	346	2 100	726 180
Zdivo Přízemí	118	4,12	486	1 900	923 704
Strop nad přízemím	494	0,70	346	2 100	726 180
Zdivo 1. Patro	93	3,30	307	1 900	583 110
Strop nad 1. Patrem	494	0,50	247	1 500	370 500
Zdivo 2. Patro	93	3,20	298	1 900	565 440
Strop nad 2. Patrem	494	0,50	247	1 500	370 500
Zdivo 3. Patro	93	3,20	298	1 900	565 440
Strop nad. 3. Patrem	494	0,50	247	1 500	370 500
Zdivo 4. Patro	93	3,00	279	1 900	530 100
Strop nad. 4. Patrem	494	0,45	222	1 500	333 450
Zdivo Půda	71	3,00	213	1 900	404 700
Střecha	530	0,35	186	1 100	204 050
Celkem hmotnost					8 422 479 kg
Užitné zatížení	3 461	-	-	150	519 150 kg
Celkové plošné zatížení					180 kN/m ²
Zatížení na základovou spáru					443 kN/m ²

Tabulka 1- Zatížení od objektu č.p. 5

1.3.5.2 Dům č. p. 340/2

Jedná se o zděný čtyřpodlažní objekt s podsklepením a obytným podkrovím, který se nachází uprostřed bloku domů ve spodní části náměstí Bratří Synků. Budova procházela během svého života řadou rekonstrukcí a oprav, které se dotkly i nosných konstrukcí. Obvodové nosné konstrukce předpokládáme zděné, stropní konstrukce budou smíšené, původní stropy budou pravděpodobně dřevěné, stropy prošlé rekonstrukcí mohou být železobetonové, či ocelové (keramické). Základy předpokládáme z volně loženého kamene, kladený na sucho nebo zalitý betonem nebo jiným hydraulickým pojivem. Všechny tyto konstrukce a jejich stav bude nutno ověřit stavebně-technickým průzkumem.



Obrázek 1-8 - Dům č.p. 340/2 - řez



Obrázek 1-9 - Dům č.p. 340/2 - pohled

Na základě dostupných podkladů byl zpracován výpočet zatížení:

Zatížení od objektu č.p. 340					
Typ konstrukce	Plocha [m ²]	Výška resp. tloušťka kce. [m]	Objem [m ³]	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Hmotnost konstrukce [kg]
Zaklady	120	1,50	180	2 200	396 000
Podlaha ve sklepě	338	0,25	85	2 500	211 250
Zdivo Sklepy	99	2,65	262	1 900	498 465
Strop nad sklepy	334	0,45	150	2 100	315 630
Zdivo Přízemí	88	3,70	326	1 900	618 640
Strop nad přízemím	334	0,45	150	2 100	315 630
Zdivo 1. Patro	75	3,10	233	1 900	441 750
Strop nad 1. Patrem	334	0,50	167	1 500	250 500
Zdivo 2. Patro	75	3,00	225	1 900	427 500
Strop nad 2. Patrem	334	0,50	167	1 500	250 500
Zdivo 3. Patro	75	3,00	225	1 900	427 500
Strop nad 3. Patrem	334	0,50	167	1 500	250 500
Zdivo Půda	39	2,50	98	1 900	185 250
Střecha	368	0,35	129	1 100	141 680
Celkem hmotnost					4 730 795 kg
Užitné zatížení	2 008	-	-	150	301 200 kg
Celkové plošné zatížení					149 kN/m ²
Zatížení na základovou spáru					419 kN/m ²

Tabulka 2 - Zatížení od objektu č.p. 5

1.3.5.3 Ostatní dotčené objekty

Ostatní domy přímo ražbou nepodcházíme, nicméně svou blízkostí budou zatěžovat základovou půdu a tím ovlivňovat napjatostní stav v masivu. Z výpočtů hmotnosti 2 budov, budeme uvažovat průměrné zatížení jedním podlažím na 30 kN/m². Celkové plošné zatížení na základové spáře bude odvislé od počtu podlaží a bude se objekt od objektu lišit.

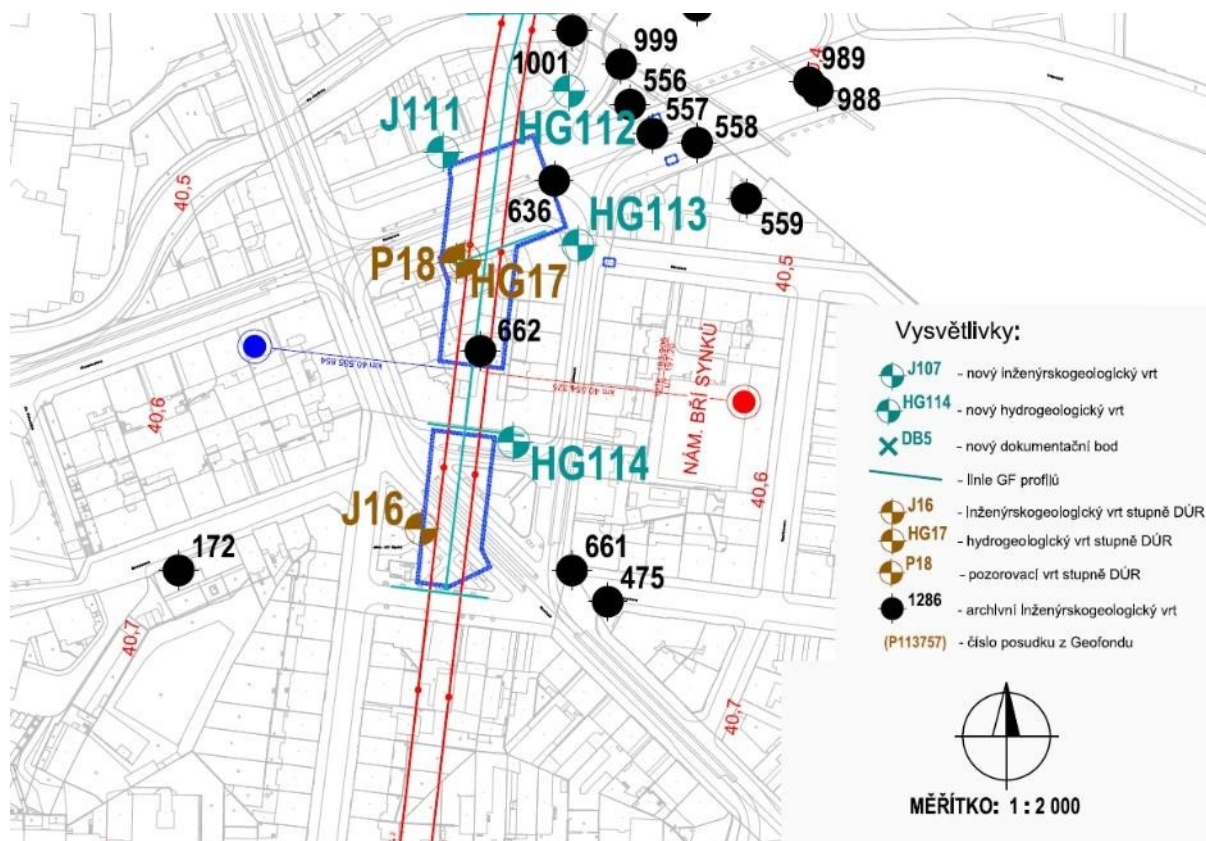
2 Geologické a hydrogeologické poměry (2)

Z pohledu geologických poměrů a současně technické náročnosti navrhovaných staveb se jedná jednoznačně o nejobtížnější úsek stavby. Nad stavebními konstrukcemi se budou vyskytovat pouze minimální vrstvy horninového nadloží nebo přímo zvodnělé a nesoudržné zeminy kvartérního pokryvu bez horninové klenby. Pokud nebude výrub v těchto úsecích dostatečně stavebně-technicky zabezpečen, hrozí provalení stropu, zavalení výrubu zeminou a zaplavení vodou. V případě sufosé zvodnělých písků by mohlo dojít k propadům terénu a narušení stability okolních staveb.

2.1 Geologický a hydrogeologický průzkum

2.1.1 Vrtný průzkum

V 5. etapě podrobného průzkumu (2) byly v prostoru stanice vyvrtány celkem 3 vrty (označené HG112, HG113 a HG114). Všechny vrty byly hloubeny jádrově, rotačním způsobem. Svrchní vrstvy (zeminy kvartérního pokryvu, zvětralé a slabě zpevněné horniny předkvartérního podkladu) byly vrtány jednoduchými jádrovkami „na sucho“ bez použití výplachového media, tvrdokovovými korunkami o průměru 195 - 137 mm. Ve všech sondách byla v průběhu vrtání sledována naražená hladina podzemní vody (před použitím výplachu) a ustálená hladina podzemní vody (min. po 24 hodinách po odvrtání). Vrtné jádro bylo ukládáno do typizovaných vzorkovnic, kde byla prováděna jeho průběžná fotodokumentace, primární geologická a geotechnická dokumentace a odběry vzorků zemin, hornin a z vrtů podzemní vody. Ve vrtech byly dále provedeny presiometrické zkoušky a karotážní měření byly po provedení příslušných zkoušek a měření ve vrtech (karotáž) následně vystrojeny PEHD pažnicí (zárubnicí) průměru 125 mm. Výstroj je spojována plechovými nátrubky zajištěnými vruty. Rozmístění perforované a plné části výstroje, obsypu a tamponáže byly určeny podle zastižených geologických poměrů; perforovaná část výstroje byla obsypána praným kačírkem zrnitosti 4 - 8 mm. Plná část výstroje (nad h.p.v.) byla tamponována zásypem mletého jílu. Zhlaví vrtu bylo vždy osazeno ocelovým hydrantovým poklopem, zasazeným do hloubky 0,5 m v betonovém límci s vrchním okrajem zapuštěným do úrovně okolního terénu (pojezdové zhlaví).



Obrázek 2-1 - Situace průzkumných sond

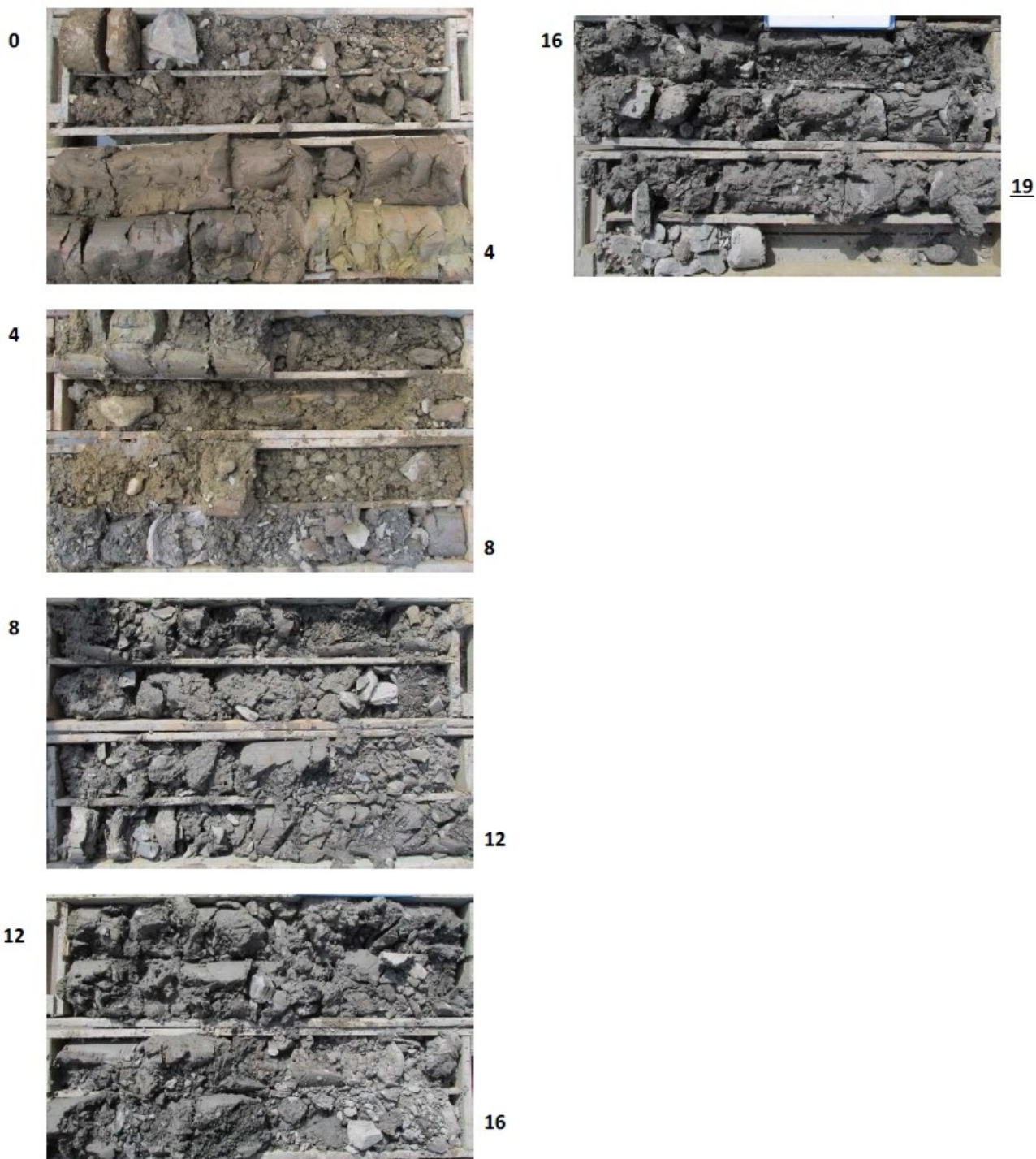
2.1.2 Sondy z V. etapy průzkumu

2.1.2.1 Sonda HG112

GeoTec-GS, a.s. 106 00 Praha 10, Chmelová 2920/6		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		HG112																											
Vrtmistr: p. Chejlava Typ soupravy: UGB 1VS PV3S Datum provedení - od: 7.9.2015 - do: 9.9.2015		Hloubka sondy [m]: 19,40 Hladina podz. vody: naražená [m]: Hl.= 3,90, Z = 192,96 ustálená [m]: Hl.= 3,70, Z = 193,16		Y= 741 728,37 X= 1 045 557,07 Z= 196,86 Souř.systémy: JTSK / Balt																											
od: 0,00 [m] do: 4,00 [m] vrtáno DN 195 [mm] 4,00 19,40 156		od: [m] do: [m] paženo DN [mm]		Okres: Praha Katastr.území: Nusle Mapa 1:25000: 22-233																											
<div><div><div>HG112</div><div>STRATIGRAF. ČLENĚNÍ</div><div><div>0</div><div>1</div><div>2</div><div>3</div><div>4</div><div>5</div><div>6</div><div>7</div><div>8</div><div>9</div><div>10</div><div>11</div><div>12</div><div>13</div><div>14</div><div>15</div><div>16</div><div>17</div><div>18</div><div>19</div></div><div><div>196,86</div><div>0,00</div><div>0,40</div><div>1,30</div><div>2,00</div><div>3,00</div><div>3,50</div><div>4,50</div><div>6,70</div><div>7,20</div><div>8,40</div><div>10,50</div><div>17,00</div><div>19,40</div></div><div><div>Recent</div><div>Kvádár</div><div>Ordovik</div></div><div><div>CSN 73 6133</div><div>CSN 73 3050 / CSN 73 6133</div><div>KONZISTENCE</div></div><div><div>Y</div><div>4-5/II</div><div>S4-G4</div><div>3/I</div><div>SU</div><div>F4 CS</div><div>2-3/I</div><div>F6 CI</div><div>F7 MH</div><div>F6 CI</div><div>3/I</div><div>G3 G-F</div><div>R5</div><div>4/I</div><div>R4-R5</div><div>4-5/II-I</div><div>R4</div><div>5/II</div><div>R4-(R3)</div><div>5-6/II-III</div></div></div></div>		<table><thead><tr><th>do</th><th>GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN</th></tr></thead><tbody><tr><td>0.40</td><td>1: Navážka, do 0,2 m asfalt; do 0,4 m kameny hornin velikosti 10 - 20 cm - konstrukční vrstva silnice</td></tr><tr><td>1.30</td><td>1: Navážka, středně ulehá, šedá, heterogenní směs písku, hlíny, valounů a úlomků hornin, jílu a stavebního odpadu, obsah úlomků cca 30 - 50%, velikost 3 - 8 cm</td></tr><tr><td>2.00</td><td>1: Navážka, šedá, středně ulehá, tuhá, jílovitá, s příměsí písku a úlomků hornin velikosti do 10 cm, celkově chatakeru jílu písčitého - navážka</td></tr><tr><td>3.00</td><td>14: Jíl se střední plasticitou, tuhý (Op = 100 - 120 kPa), šedohnědý, prachovitý, s příměsí jemnozrného písku</td></tr><tr><td>3.50</td><td>25: Hlína s vysokou plasticitou, tuhá až pevná (Op = 140 - 200 kPa), prachovitá, tmavě šedá, místy organicky páchnoucí</td></tr><tr><td>4.50</td><td>14: Jíl se střední plasticitou, pevný (Op = 220 - 260 kPa), světle hnědý, šedě šmouhovaný, na omak mastný, při bázi s podílem písku a valounů štěrku</td></tr><tr><td>6.70</td><td>63: Štěr s příměsí jemnozrné zeminy, středně ulehý, šedohnědý, valouny a poloopracované úlomky hornin velikosti 1 - 6 cm, ojediněle až 15 cm, obsahu cca 50 - 60%, při bázi zajiřovaný; výplň - psek středně zrnitý - náplav</td></tr><tr><td>7.20</td><td>137: Břidlice silně zvětřalá, šedá, na puklinách rezavá, prachovitějilovitá, rozpad na ploché střípky a drobné úlomky velikosti do 2 cm, které lze obtížně lámat v prstech, s pevnějšími polohami</td></tr><tr><td>8.40</td><td>138: Břidlice mírně zvětřalá, šedá, prachovitějilovitá, místy na puklinách rezavá a zelenkavá, silně podrcená, rozpad na ploché úlomky velikosti 1 - 6 cm, podružně až 8 cm, které lze lehce až středně těžce rozbít kladivem, HD = převážně velmi velká</td></tr><tr><td>10.50</td><td>139: Břidlice navětřalá, tmavě šedá, prachovitějilovitá, místy velmi slabě a jemně slídnatá, velmi silně tektonicky porušena, výnos - převážně úlomky velikosti 2 - 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem HD = velmi velká až velká, v polohách mocných 10 - 30 cm rozpad na střípky a drobné pevné úlomky, velikosti 1 - 3 cm s jílovitou výplní</td></tr><tr><td>17.00</td><td>140: Břidlice zdravá, tmavě šedá, prachovitějilovitá, místy slabě jemně slídnatá, silně rozpukaná, rozpad na ploché a nepravidlé úlomky velikosti 5 - 15 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, v polohách o mocnosti 20 - 50 cm silně tektonicky podrcená, zde rozpad na střípky a úlomky velikosti 1 - 3 cm</td></tr><tr><td>19.40</td><td>140: Břidlice zdravá, tmavě šedá, prachovitějilovitá, masivnější, výrazně méně rozpukaná, rozpad na nepravidlé úlomky velikosti 5 - 20 cm (přes průměr vrtu), které lze obtížně rozbít kladivem, v polohách o mocnosti 10 - 30 cm více tektonicky podrcená, zde rozpad na střípky a úlomky velikosti 1 - 3 cm - královské vrstvy</td></tr></tbody></table>				do	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN	0.40	1: Navážka, do 0,2 m asfalt; do 0,4 m kameny hornin velikosti 10 - 20 cm - konstrukční vrstva silnice	1.30	1: Navážka, středně ulehá, šedá, heterogenní směs písku, hlíny, valounů a úlomků hornin, jílu a stavebního odpadu, obsah úlomků cca 30 - 50%, velikost 3 - 8 cm	2.00	1: Navážka, šedá, středně ulehá, tuhá, jílovitá, s příměsí písku a úlomků hornin velikosti do 10 cm, celkově chatakeru jílu písčitého - navážka	3.00	14: Jíl se střední plasticitou, tuhý (Op = 100 - 120 kPa), šedohnědý, prachovitý, s příměsí jemnozrného písku	3.50	25: Hlína s vysokou plasticitou, tuhá až pevná (Op = 140 - 200 kPa), prachovitá, tmavě šedá, místy organicky páchnoucí	4.50	14: Jíl se střední plasticitou, pevný (Op = 220 - 260 kPa), světle hnědý, šedě šmouhovaný, na omak mastný, při bázi s podílem písku a valounů štěrku	6.70	63: Štěr s příměsí jemnozrné zeminy, středně ulehý, šedohnědý, valouny a poloopracované úlomky hornin velikosti 1 - 6 cm, ojediněle až 15 cm, obsahu cca 50 - 60%, při bázi zajiřovaný; výplň - psek středně zrnitý - náplav	7.20	137: Břidlice silně zvětřalá, šedá, na puklinách rezavá, prachovitějilovitá, rozpad na ploché střípky a drobné úlomky velikosti do 2 cm, které lze obtížně lámat v prstech, s pevnějšími polohami	8.40	138: Břidlice mírně zvětřalá, šedá, prachovitějilovitá, místy na puklinách rezavá a zelenkavá, silně podrcená, rozpad na ploché úlomky velikosti 1 - 6 cm, podružně až 8 cm, které lze lehce až středně těžce rozbít kladivem, HD = převážně velmi velká	10.50	139: Břidlice navětřalá, tmavě šedá, prachovitějilovitá, místy velmi slabě a jemně slídnatá, velmi silně tektonicky porušena, výnos - převážně úlomky velikosti 2 - 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem HD = velmi velká až velká, v polohách mocných 10 - 30 cm rozpad na střípky a drobné pevné úlomky, velikosti 1 - 3 cm s jílovitou výplní	17.00	140: Břidlice zdravá, tmavě šedá, prachovitějilovitá, místy slabě jemně slídnatá, silně rozpukaná, rozpad na ploché a nepravidlé úlomky velikosti 5 - 15 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, v polohách o mocnosti 20 - 50 cm silně tektonicky podrcená, zde rozpad na střípky a úlomky velikosti 1 - 3 cm	19.40	140: Břidlice zdravá, tmavě šedá, prachovitějilovitá, masivnější, výrazně méně rozpukaná, rozpad na nepravidlé úlomky velikosti 5 - 20 cm (přes průměr vrtu), které lze obtížně rozbít kladivem, v polohách o mocnosti 10 - 30 cm více tektonicky podrcená, zde rozpad na střípky a úlomky velikosti 1 - 3 cm - královské vrstvy
do	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN																														
0.40	1: Navážka, do 0,2 m asfalt; do 0,4 m kameny hornin velikosti 10 - 20 cm - konstrukční vrstva silnice																														
1.30	1: Navážka, středně ulehá, šedá, heterogenní směs písku, hlíny, valounů a úlomků hornin, jílu a stavebního odpadu, obsah úlomků cca 30 - 50%, velikost 3 - 8 cm																														
2.00	1: Navážka, šedá, středně ulehá, tuhá, jílovitá, s příměsí písku a úlomků hornin velikosti do 10 cm, celkově chatakeru jílu písčitého - navážka																														
3.00	14: Jíl se střední plasticitou, tuhý (Op = 100 - 120 kPa), šedohnědý, prachovitý, s příměsí jemnozrného písku																														
3.50	25: Hlína s vysokou plasticitou, tuhá až pevná (Op = 140 - 200 kPa), prachovitá, tmavě šedá, místy organicky páchnoucí																														
4.50	14: Jíl se střední plasticitou, pevný (Op = 220 - 260 kPa), světle hnědý, šedě šmouhovaný, na omak mastný, při bázi s podílem písku a valounů štěrku																														
6.70	63: Štěr s příměsí jemnozrné zeminy, středně ulehý, šedohnědý, valouny a poloopracované úlomky hornin velikosti 1 - 6 cm, ojediněle až 15 cm, obsahu cca 50 - 60%, při bázi zajiřovaný; výplň - psek středně zrnitý - náplav																														
7.20	137: Břidlice silně zvětřalá, šedá, na puklinách rezavá, prachovitějilovitá, rozpad na ploché střípky a drobné úlomky velikosti do 2 cm, které lze obtížně lámat v prstech, s pevnějšími polohami																														
8.40	138: Břidlice mírně zvětřalá, šedá, prachovitějilovitá, místy na puklinách rezavá a zelenkavá, silně podrcená, rozpad na ploché úlomky velikosti 1 - 6 cm, podružně až 8 cm, které lze lehce až středně těžce rozbít kladivem, HD = převážně velmi velká																														
10.50	139: Břidlice navětřalá, tmavě šedá, prachovitějilovitá, místy velmi slabě a jemně slídnatá, velmi silně tektonicky porušena, výnos - převážně úlomky velikosti 2 - 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem HD = velmi velká až velká, v polohách mocných 10 - 30 cm rozpad na střípky a drobné pevné úlomky, velikosti 1 - 3 cm s jílovitou výplní																														
17.00	140: Břidlice zdravá, tmavě šedá, prachovitějilovitá, místy slabě jemně slídnatá, silně rozpukaná, rozpad na ploché a nepravidlé úlomky velikosti 5 - 15 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, v polohách o mocnosti 20 - 50 cm silně tektonicky podrcená, zde rozpad na střípky a úlomky velikosti 1 - 3 cm																														
19.40	140: Břidlice zdravá, tmavě šedá, prachovitějilovitá, masivnější, výrazně méně rozpukaná, rozpad na nepravidlé úlomky velikosti 5 - 20 cm (přes průměr vrtu), které lze obtížně rozbít kladivem, v polohách o mocnosti 10 - 30 cm více tektonicky podrcená, zde rozpad na střípky a úlomky velikosti 1 - 3 cm - královské vrstvy																														
<div><div><div>Legenda:</div><div>Vzorky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem zvodně.</div><div><div><div><div></div></div></div><div>neporušený</div><div><div><div></div></div></div><div>porušený</div><div><div><div></div></div></div><div>jádro</div><div><div><div></div></div></div><div>technolog.</div><div><div><div></div></div></div><div>skalní</div><div><div><div></div></div></div><div>jiný</div></div><div><div><div></div></div></div><div>voda</div><div><div><div></div></div></div><div>naražená hladina</div><div><div><div></div></div></div><div>ustálená hladina</div></div></div>		<div><div>Poznámka:</div><div></div></div>																													
Název akce: Metro D, podrobný průzkum, 5. etapa		Měřítko: 1: 150		Zak. číslo: 2015-111																											
Dokumentoval: Mgr.A.Kubát		Vyhodnotil: Mgr.A.Kubát		Zpracoval: Mgr.A.Kubát																											
		Příloha č.: HG112																													

HG112

Fotodokumentace sondy (0,0 - 19,4 m) Metro I.D 3



Obrázek 2-2 - Fotodokumentace sondy HG112

2.1.2.2 Sonda HG113

GeoTec-GS, a.s. 106 00 Praha 10, Chmelová 2920/6		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		HG113	
Vrtmistr: Miroslav Kubů Typ soupravy: ADBS/Mercedes Atego Datum provedení - od: 16.9.2015 - do: 18.9.2015		Hloubka sondy [m]: 22.00 Hladina podz. vody: naražená [m]: Hl = 4.70, Z = 192.48 ustálená [m]: Hl = 3.70, Z = 193.48		Y= 741 724.27 X= 1 045 625.87 Z= 197.18 Souř.systémy: JTSK / Balt	
od: 0.00 [m] do: 8.00 [m] vrtáno DN 175 [mm] 8,00 22,00 137		od: [m] do: [m] paženo DN [mm]		Okres: Praha Katastr.území: Nusle Mapa 1:25000: 22-233	

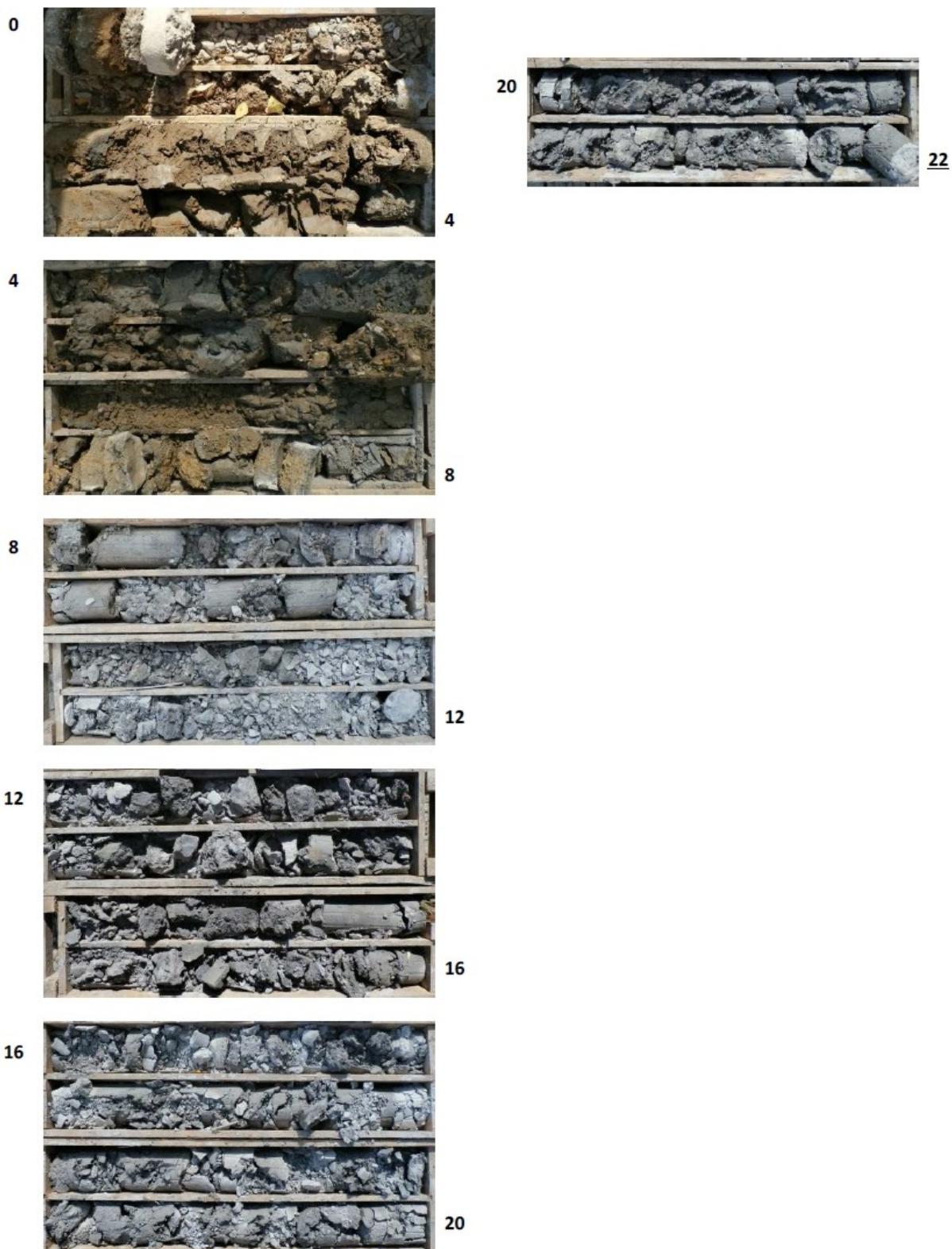
<div><div><div>STRATIGRAF. ČLENĚNÍ</div><div>HG113</div><div>197.18</div></div><div><div>0.00</div><div>0.60</div><div>1</div><div>2</div><div>3</div><div>4</div><div>5</div><div>6</div><div>7</div><div>8</div><div>9</div><div>10</div><div>11</div><div>12</div><div>13</div><div>14</div><div>15</div><div>16</div><div>17</div><div>18</div><div>19</div><div>20</div><div>21</div><div>22</div></div><div><div>Recant</div><div>Kvarter</div><div>Ordovik</div></div><div><div>0.00</div><div>0.60</div><div>2.10</div><div>4.20</div><div>4.70</div><div>5.70</div><div>6.00</div><div>7.00</div><div>7.70</div><div>10.60</div><div>12.40</div><div>17.70</div><div>22.00</div></div><div><div>ČSN 73 6133</div><div>ČSN 73 3050 / ČSN 73 6133</div><div>KONSISTENCE</div></div><div><div>Y</div><div>2-3/I</div><div>3/I</div><div>2/I</div><div>4/I</div><div>4-5/I-II</div><div>5/II</div><div>5-6/II-III</div><div>R4(-R3)</div></div><div><div>5/I-II</div><div>2-3/I</div><div>3/I</div><div>2/I</div><div>4/I</div><div>4-5/I-II</div><div>5/II</div><div>5-6/II-III</div><div>R4(-R3)</div></div><div><div>SU</div><div>SU</div><div>T</div><div>M-T</div><div>U</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div><div>SU</div></div></div>		<table><tr><th>do</th><th>GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN</th></tr><tr><td>0.60</td><td>1: Navážka, do 0,25 m asfalt, do 0,35 m beton, dále štěrkodrt' do velikosti zrna cca 64 mm - konstrukce silnice</td></tr><tr><td>2.10</td><td>1: Navážka, středně uhlělá, hnědá, směs písku, hlíny, úlomků chel a břidlice velikostí do 8 cm - navážka</td></tr><tr><td>4.20</td><td>14: Jíl se střední plastilidou, tuhý (Op = 140 - 180 kPa), tmavě hnědý, šedě a rezavě šmouhavý, prachovitý, v polohách s příměsí středně zrnitého písku</td></tr><tr><td>5.70</td><td>14: Jíl se střední plastilidou, měkký až tuhý (Op = 100 - 120 kPa), tmavě šedý, v polohách organicky páchnoucí, jemně slídnatý, místy s kusy dřeva</td></tr><tr><td>6.00</td><td>65: Štěrk jílovitý, uhlělý (pevný), šedohnědý, hnědý s valouny a polopracovanými úlomky velikostí 1 - 15 cm, průměrně 3 cm, obsahu cca 60%, s výplní pevného písčitého jílu</td></tr><tr><td>7.00</td><td>45: Písek jílovitý, až jíl písčitý - středně uhlělý, tuhý, rezavěhnědý, středně zrnitý, mokvý, s valouny a polopracovanými úlomky velikostí 1 - 3 cm, při bázi až 15 cm, obsahu cca 10 - 20% - náplav</td></tr><tr><td>7.70</td><td>137: Břidlice silně zvětřalá, světle rezavě hnědá, prachovitějílovitá, střípkovitě rozpadavá, střípky velikostí 0,5 - 3 cm, které lze snadno lámat v ruce</td></tr><tr><td>10.60</td><td>138: Břidlice mírně zvětřalá, tmavošedá, místy na puklinách rezavě šmouhovaná, prachovitějílovitá, silně rozpukaná, místy až podrcená, rozpad na ploché úlomky velikostí 1 - 5 cm, které lze snadno rozbít kladivem</td></tr><tr><td>12.40</td><td>139: Břidlice navětřalá, tmavošedá, místy na plochách odlučnosti rezavá a limonitizovaná, silně rozpukaná, místy až podrcená, místy slabě jemně slídnatá, rozpad na úlomky velikostí do 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, HD převážně velká</td></tr><tr><td>17.70</td><td>140: Břidlice zdravá, tmavošedá, rozpukaná, místy až podrcená, místy slabě jemně slídnatá, na úlomcích (ojedlněle) patrný tektonické ohlasy (15,5 - 15,6 m) nebo žilky křemene (ojedlněle), rozpad na úlomky velikostí do 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, HD převážně velká</td></tr><tr><td>22.00</td><td>140: Břidlice zdravá, tmavošedá, prachovitějílovitá, značně rozpukaná, ojedlněle až podrcená, úlomkovitý až kamenný rozpad na kusy velikostí 3 - 15 cm, místy až do velikostí průměru vrtu, které lze středně těžce až obtížně rozbít kladivem, úlomky se dále snadno při manipulaci rozpadají na menší úlomky. Hornina je v celém profilu výrazně méně zvodněná než v okolních vrtech - královské vrstvy</td></tr></table> <div><div>Legenda:</div><div>Vzorky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem zvodně.</div><div><div><div><div></div><div>neporušený</div></div><div><div></div><div>porušený</div></div><div><div></div><div>jádro</div></div><div><div></div><div>technolog.</div></div><div><div></div><div>skalní</div></div><div><div></div><div>jiny</div></div></div><div><div><div></div><div>voda</div></div><div><div></div><div>naražená hladina</div></div><div><div></div><div>ustálená hladina</div></div></div></div><div><div>Poznámka:</div><div>.</div><div>.</div><div>.</div></div></div>	do	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN	0.60	1: Navážka, do 0,25 m asfalt, do 0,35 m beton, dále štěrkodrt' do velikosti zrna cca 64 mm - konstrukce silnice	2.10	1: Navážka, středně uhlělá, hnědá, směs písku, hlíny, úlomků chel a břidlice velikostí do 8 cm - navážka	4.20	14: Jíl se střední plastilidou, tuhý (Op = 140 - 180 kPa), tmavě hnědý, šedě a rezavě šmouhavý, prachovitý, v polohách s příměsí středně zrnitého písku	5.70	14: Jíl se střední plastilidou, měkký až tuhý (Op = 100 - 120 kPa), tmavě šedý, v polohách organicky páchnoucí, jemně slídnatý, místy s kusy dřeva	6.00	65: Štěrk jílovitý, uhlělý (pevný), šedohnědý, hnědý s valouny a polopracovanými úlomky velikostí 1 - 15 cm, průměrně 3 cm, obsahu cca 60%, s výplní pevného písčitého jílu	7.00	45: Písek jílovitý, až jíl písčitý - středně uhlělý, tuhý, rezavěhnědý, středně zrnitý, mokvý, s valouny a polopracovanými úlomky velikostí 1 - 3 cm, při bázi až 15 cm, obsahu cca 10 - 20% - náplav	7.70	137: Břidlice silně zvětřalá, světle rezavě hnědá, prachovitějílovitá, střípkovitě rozpadavá, střípky velikostí 0,5 - 3 cm, které lze snadno lámat v ruce	10.60	138: Břidlice mírně zvětřalá, tmavošedá, místy na puklinách rezavě šmouhovaná, prachovitějílovitá, silně rozpukaná, místy až podrcená, rozpad na ploché úlomky velikostí 1 - 5 cm, které lze snadno rozbít kladivem	12.40	139: Břidlice navětřalá, tmavošedá, místy na plochách odlučnosti rezavá a limonitizovaná, silně rozpukaná, místy až podrcená, místy slabě jemně slídnatá, rozpad na úlomky velikostí do 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, HD převážně velká	17.70	140: Břidlice zdravá, tmavošedá, rozpukaná, místy až podrcená, místy slabě jemně slídnatá, na úlomcích (ojedlněle) patrný tektonické ohlasy (15,5 - 15,6 m) nebo žilky křemene (ojedlněle), rozpad na úlomky velikostí do 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, HD převážně velká	22.00	140: Břidlice zdravá, tmavošedá, prachovitějílovitá, značně rozpukaná, ojedlněle až podrcená, úlomkovitý až kamenný rozpad na kusy velikostí 3 - 15 cm, místy až do velikostí průměru vrtu, které lze středně těžce až obtížně rozbít kladivem, úlomky se dále snadno při manipulaci rozpadají na menší úlomky. Hornina je v celém profilu výrazně méně zvodněná než v okolních vrtech - královské vrstvy
do	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN																									
0.60	1: Navážka, do 0,25 m asfalt, do 0,35 m beton, dále štěrkodrt' do velikosti zrna cca 64 mm - konstrukce silnice																									
2.10	1: Navážka, středně uhlělá, hnědá, směs písku, hlíny, úlomků chel a břidlice velikostí do 8 cm - navážka																									
4.20	14: Jíl se střední plastilidou, tuhý (Op = 140 - 180 kPa), tmavě hnědý, šedě a rezavě šmouhavý, prachovitý, v polohách s příměsí středně zrnitého písku																									
5.70	14: Jíl se střední plastilidou, měkký až tuhý (Op = 100 - 120 kPa), tmavě šedý, v polohách organicky páchnoucí, jemně slídnatý, místy s kusy dřeva																									
6.00	65: Štěrk jílovitý, uhlělý (pevný), šedohnědý, hnědý s valouny a polopracovanými úlomky velikostí 1 - 15 cm, průměrně 3 cm, obsahu cca 60%, s výplní pevného písčitého jílu																									
7.00	45: Písek jílovitý, až jíl písčitý - středně uhlělý, tuhý, rezavěhnědý, středně zrnitý, mokvý, s valouny a polopracovanými úlomky velikostí 1 - 3 cm, při bázi až 15 cm, obsahu cca 10 - 20% - náplav																									
7.70	137: Břidlice silně zvětřalá, světle rezavě hnědá, prachovitějílovitá, střípkovitě rozpadavá, střípky velikostí 0,5 - 3 cm, které lze snadno lámat v ruce																									
10.60	138: Břidlice mírně zvětřalá, tmavošedá, místy na puklinách rezavě šmouhovaná, prachovitějílovitá, silně rozpukaná, místy až podrcená, rozpad na ploché úlomky velikostí 1 - 5 cm, které lze snadno rozbít kladivem																									
12.40	139: Břidlice navětřalá, tmavošedá, místy na plochách odlučnosti rezavá a limonitizovaná, silně rozpukaná, místy až podrcená, místy slabě jemně slídnatá, rozpad na úlomky velikostí do 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, HD převážně velká																									
17.70	140: Břidlice zdravá, tmavošedá, rozpukaná, místy až podrcená, místy slabě jemně slídnatá, na úlomcích (ojedlněle) patrný tektonické ohlasy (15,5 - 15,6 m) nebo žilky křemene (ojedlněle), rozpad na úlomky velikostí do 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, HD převážně velká																									
22.00	140: Břidlice zdravá, tmavošedá, prachovitějílovitá, značně rozpukaná, ojedlněle až podrcená, úlomkovitý až kamenný rozpad na kusy velikostí 3 - 15 cm, místy až do velikostí průměru vrtu, které lze středně těžce až obtížně rozbít kladivem, úlomky se dále snadno při manipulaci rozpadají na menší úlomky. Hornina je v celém profilu výrazně méně zvodněná než v okolních vrtech - královské vrstvy																									

Název akce: Metro D, podrobný průzkum, 5. etapa		Měřítka: 1: 150	Zak. číslo: 2015-111
Dokumentoval: Mgr.A.Kubát	Vyhodnotil: Mgr.A.Kubát	Zpracoval: Mgr.A.Kubát	Příloha č.: HG113

HG113

Geotec GS®

Fotodokumentace sondy (0,0 - 22,0 m)
Metro I.D 3



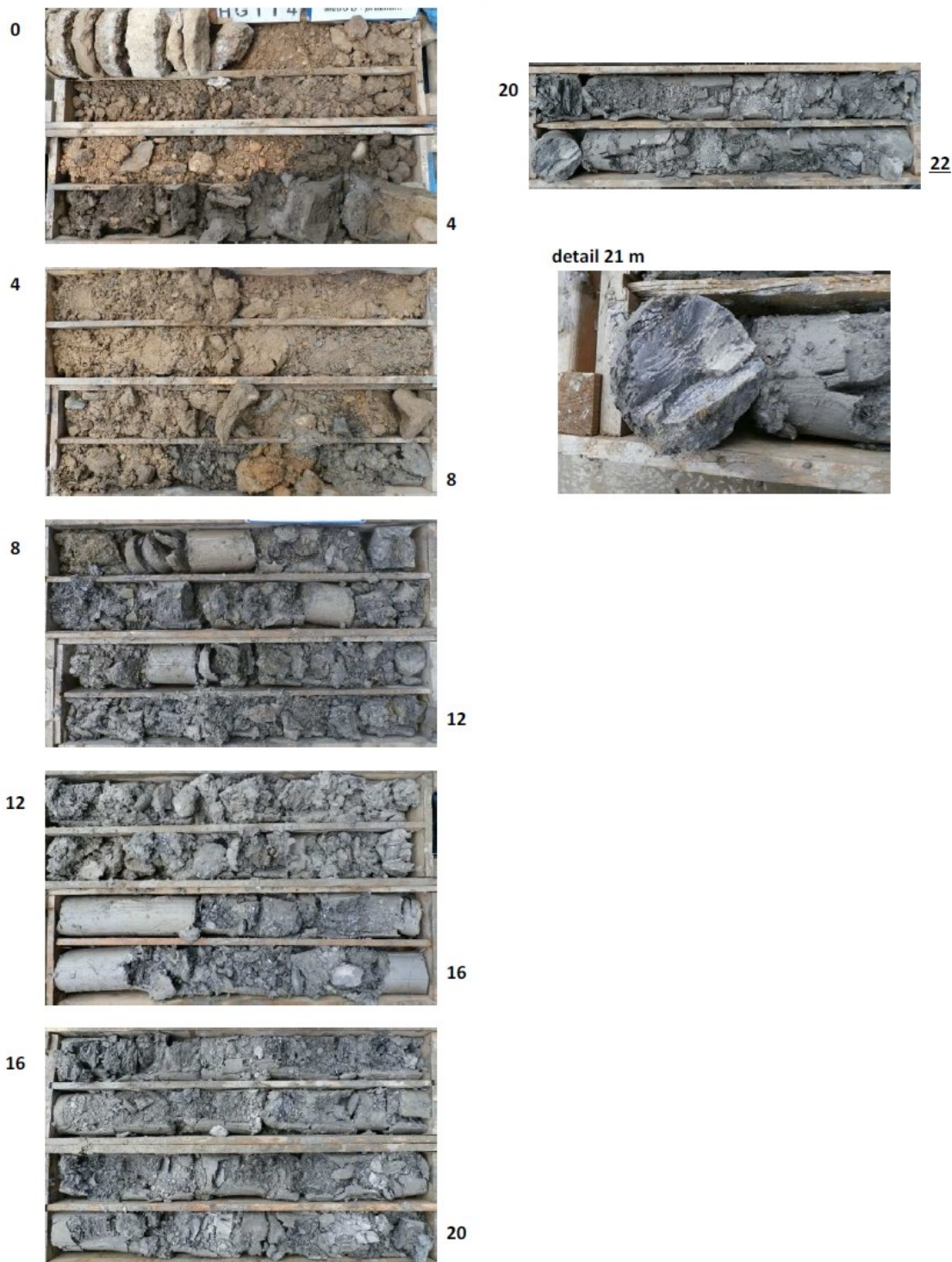
Obrázek 2-3 - Fotodokumentace sondy HG113

2.1.2.3 Sonda HG114

GeoTec-GS, a.s. 106 00 Praha 10, Chmelová 2920/6		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		HG114	
Vrtmistr: Miroslav Kubů Typ soupravy: ADBS/Mercedes Atego Datum provedení - od: 14.9.2015 - do: 16.9.2015		Hloubka sondy [m]: 22.00 Hladna podz. vody: naražená [m]: Hl.= 5.30, Z = 193.37 ustálená [m]: Hl.= 5.00, Z = 193.67		Y= 741 753.13 X= 1 045 713.80 Z= 198.67 Souř.systémy: JTSK / Balt	
od: 0.00 [m] do: 8.00 [m] vrtáno DN 175 [mm] 8.00 22.00 137		od: [m] do: [m] paženo DN [mm]		Okres: Praha Katastr.území: Nusle Mapa 1:25000: 22-233	

<div><div><div>HG114</div><div>STRATIGRAF. ČLENĚNÍ</div><div>198.67</div><div>0.00</div><div>0.50</div><div>1</div><div>2</div><div>3</div><div>4</div><div>5</div><div>6</div><div>7</div><div>8</div><div>9</div><div>10</div><div>11</div><div>12</div><div>13</div><div>14</div><div>15</div><div>16</div><div>17</div><div>18</div><div>19</div><div>20</div><div>21</div><div>22</div></div><div><div>Recent</div><div>Kvartér</div><div>Ordovik</div></div><div><div>ČSN 73 6133</div><div>ČSN 73 3050 / ČSN 73 6133</div><div>KONZISTENCE</div></div><div><div>Y</div><div>5/I</div><div>S3 S-FY</div><div>2-3/I</div><div>SU</div><div>F4 CS</div><div>3/I</div><div>T</div><div>S3 S-F</div><div>2/I</div><div>SU</div><div>R5</div><div>4/I</div><div>R4-R5</div><div>4-5/I-II</div><div>R4</div><div>5/II</div><div>R4(-R3)</div><div>5-6/II-III</div></div><div><div>UH 5.00</div><div>NH 5.30</div><div>14.50</div><div>18.50</div></div><div><div>0.00</div><div>0.50</div><div>2.70</div><div>4.00</div><div>5.00</div><div>5.30</div><div>7.70</div><div>8.40</div><div>12.00</div><div>14.50</div><div>18.50</div><div>22.00</div></div></div>		<table><tr><th>do</th><th>GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN</th></tr><tr><td>0.50</td><td>1: Navázka, do 0,20 m asfalt, dále beton</td></tr><tr><td>2.70</td><td>1: Navázka, hnědá, středně ulehlá, hlinitopísčítá, s cca 40 - 50% příměsí valounů a úlomků velikostí do 12 cm, místy úlomky chel - navázka</td></tr><tr><td>4.00</td><td>12: Jíl písčlý, tuhý (Op = 140 - 160 kPa), tmavě šedý, prachovitý, písčité frakce jemnozrná až středně zrnitá, při bázi s ojedinělými valouny velikostí 5 - 15 cm</td></tr><tr><td>7.70</td><td>43: Písek s příměsí jemnozrné zeminy, středně ulehlý, středně zrnitý, světle hnědý, s valouny a polopracovanými úlomky velikostí 1 - 10 cm, průměrně 3 cm, max. až 20 cm, obsahu cca 30 - 40%, v polohách více zahlíněný, při bázi zajiňovaný - náplav</td></tr><tr><td>8.40</td><td>137: Břidlice silně zvětřalá, světle zelenkavě šedá, jílovitá, rozpad na drobné ploché střípky velikostí do 2 cm, které lze snadno lámat v ruce</td></tr><tr><td>12.00</td><td>138: Břidlice mírně zvětřalá, světle zelenkavě šedá, jílovitá, na puklinách limonitizovaná a rezavá, rozpad na ploché úlomky velikostí 1 - 5 cm, které lze lehce (až středně těžce) rozbít kladivem, silně tektonicky porušená a podrocná</td></tr><tr><td>14.50</td><td>139: Břidlice navětřalá, šedá, místy na puklinách zelenkavá a rezavá, prachovitějílovitá, velmi stejnorodá, na omak mastná, rozpad na ploché a nepravidelné úlomky velikostí 1 - 6 cm, ojediněle až 10 cm, které lze lehce až středně těžce rozbít kladivem, v polohách mocných 10 - 30 cm silně tektonicky porušená s rozpadem na střípky velikostí do 3 cm</td></tr><tr><td>18.50</td><td>140: Břidlice zdravá, šedá, prachovitějílovitá, velmi stejnorodá, bezslidná, rozpad na ploché a nepravidelné úlomky velikostí 1 - 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, místy v polohách mocných 10 - 30 cm tektonicky porušená a více rozpadavá</td></tr><tr><td>22.00</td><td>140: Břidlice zdravá, šedá, prachovitějílovitá, velmi stejnorodá, bezslidná, rozpad na ploché a nepravidelné úlomky velikostí 5 cm až větší než průměr vrtu, které lze středně těžce rozbít kladivem, místy v polohách 10 - 20 cm tektonicky porušená a více rozpadavá - královské vrstvy</td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td></td></tr></table>	do	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN	0.50	1: Navázka, do 0,20 m asfalt, dále beton	2.70	1: Navázka, hnědá, středně ulehlá, hlinitopísčítá, s cca 40 - 50% příměsí valounů a úlomků velikostí do 12 cm, místy úlomky chel - navázka	4.00	12: Jíl písčlý, tuhý (Op = 140 - 160 kPa), tmavě šedý, prachovitý, písčité frakce jemnozrná až středně zrnitá, při bázi s ojedinělými valouny velikostí 5 - 15 cm	7.70	43: Písek s příměsí jemnozrné zeminy, středně ulehlý, středně zrnitý, světle hnědý, s valouny a polopracovanými úlomky velikostí 1 - 10 cm, průměrně 3 cm, max. až 20 cm, obsahu cca 30 - 40%, v polohách více zahlíněný, při bázi zajiňovaný - náplav	8.40	137: Břidlice silně zvětřalá, světle zelenkavě šedá, jílovitá, rozpad na drobné ploché střípky velikostí do 2 cm, které lze snadno lámat v ruce	12.00	138: Břidlice mírně zvětřalá, světle zelenkavě šedá, jílovitá, na puklinách limonitizovaná a rezavá, rozpad na ploché úlomky velikostí 1 - 5 cm, které lze lehce (až středně těžce) rozbít kladivem, silně tektonicky porušená a podrocná	14.50	139: Břidlice navětřalá, šedá, místy na puklinách zelenkavá a rezavá, prachovitějílovitá, velmi stejnorodá, na omak mastná, rozpad na ploché a nepravidelné úlomky velikostí 1 - 6 cm, ojediněle až 10 cm, které lze lehce až středně těžce rozbít kladivem, v polohách mocných 10 - 30 cm silně tektonicky porušená s rozpadem na střípky velikostí do 3 cm	18.50	140: Břidlice zdravá, šedá, prachovitějílovitá, velmi stejnorodá, bezslidná, rozpad na ploché a nepravidelné úlomky velikostí 1 - 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, místy v polohách mocných 10 - 30 cm tektonicky porušená a více rozpadavá	22.00	140: Břidlice zdravá, šedá, prachovitějílovitá, velmi stejnorodá, bezslidná, rozpad na ploché a nepravidelné úlomky velikostí 5 cm až větší než průměr vrtu, které lze středně těžce rozbít kladivem, místy v polohách 10 - 20 cm tektonicky porušená a více rozpadavá - královské vrstvy																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
do	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
0.50	1: Navázka, do 0,20 m asfalt, dále beton																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
2.70	1: Navázka, hnědá, středně ulehlá, hlinitopísčítá, s cca 40 - 50% příměsí valounů a úlomků velikostí do 12 cm, místy úlomky chel - navázka																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
4.00	12: Jíl písčlý, tuhý (Op = 140 - 160 kPa), tmavě šedý, prachovitý, písčité frakce jemnozrná až středně zrnitá, při bázi s ojedinělými valouny velikostí 5 - 15 cm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
7.70	43: Písek s příměsí jemnozrné zeminy, středně ulehlý, středně zrnitý, světle hnědý, s valouny a polopracovanými úlomky velikostí 1 - 10 cm, průměrně 3 cm, max. až 20 cm, obsahu cca 30 - 40%, v polohách více zahlíněný, při bázi zajiňovaný - náplav																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
8.40	137: Břidlice silně zvětřalá, světle zelenkavě šedá, jílovitá, rozpad na drobné ploché střípky velikostí do 2 cm, které lze snadno lámat v ruce																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
12.00	138: Břidlice mírně zvětřalá, světle zelenkavě šedá, jílovitá, na puklinách limonitizovaná a rezavá, rozpad na ploché úlomky velikostí 1 - 5 cm, které lze lehce (až středně těžce) rozbít kladivem, silně tektonicky porušená a podrocná																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
14.50	139: Břidlice navětřalá, šedá, místy na puklinách zelenkavá a rezavá, prachovitějílovitá, velmi stejnorodá, na omak mastná, rozpad na ploché a nepravidelné úlomky velikostí 1 - 6 cm, ojediněle až 10 cm, které lze lehce až středně těžce rozbít kladivem, v polohách mocných 10 - 30 cm silně tektonicky porušená s rozpadem na střípky velikostí do 3 cm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
18.50	140: Břidlice zdravá, šedá, prachovitějílovitá, velmi stejnorodá, bezslidná, rozpad na ploché a nepravidelné úlomky velikostí 1 - 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, místy v polohách mocných 10 - 30 cm tektonicky porušená a více rozpadavá																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
22.00	140: Břidlice zdravá, šedá, prachovitějílovitá, velmi stejnorodá, bezslidná, rozpad na ploché a nepravidelné úlomky velikostí 5 cm až větší než průměr vrtu, které lze středně těžce rozbít kladivem, místy v polohách 10 - 20 cm tektonicky porušená a více rozpadavá - královské vrstvy																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										

Fotodokumentace sondy (0,0 - 22,0 m) Metro I.D 3

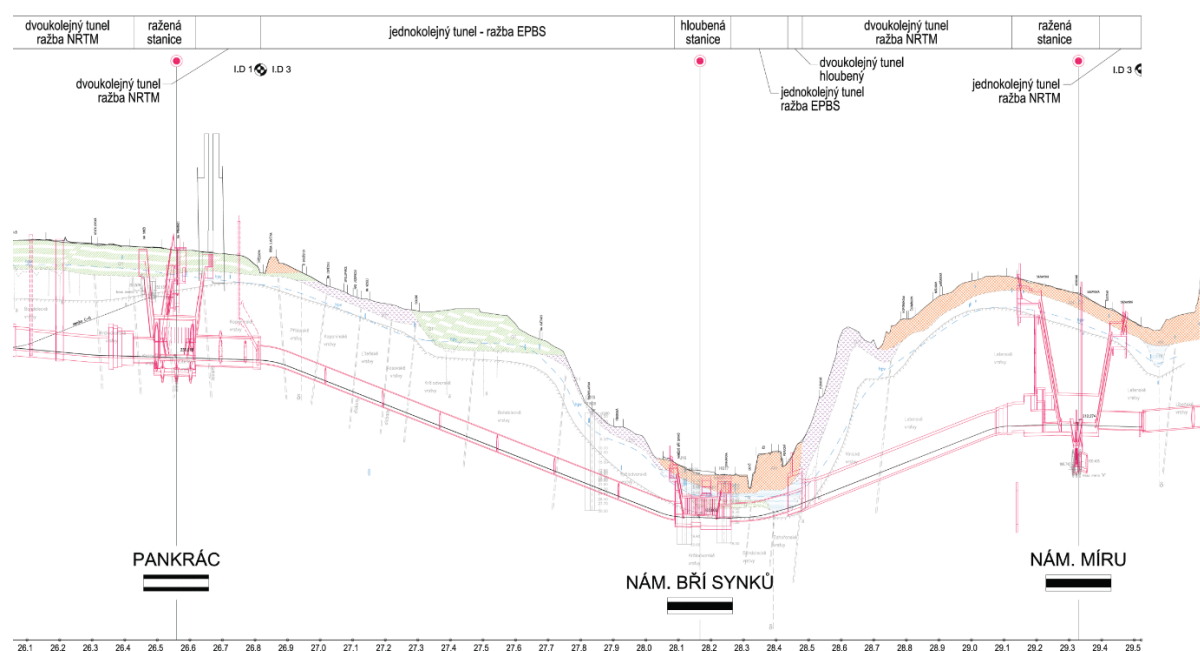


Obrázek 2-4 - Fotodokumentace sondy HG114

2.2 Geomorfologické poměry

Podle geomorfologického členění patří zájmové území do celku nazývaného Pražská plošina a podcelku Říčanská plošina. V detailním členění se jedná o okrsky Úvalská plošina a Pražská kotlina. Úvalská plošina je plochá pahorkatina na staropaleozoických břidlicích, drobách,

pískovcích, křemencích a vápencích Barrandienu se zbytky křídových hornin s členitým erozně denudačním reliéfem s charakteristickými strukturními hřbety a suky zpravidla směru ZJZ – VSV. Území Pražské kotliny zaujímá pouze údolí Botiče v nejnižší části trasy. Je to erozní kotlina na staropaleozoických horninách Barrandienu s rovinným reliéfem s pleistocénními říčními terasami a údolními nivami Vltavy a přítoků. Traťový úsek I. D 3 začíná před stanicí Náměstí Míru v prostoru ulice Vinohradská a odtud je veden generelně k JJZ až k jihu. U ulice Vinohradská je v nejnižším místě nadmořská výška terénu kolem 242 m. n. m. Směrem k severu ještě navazuje vzduchotechnická štola směřující za ulici Polská a vlastní větrací objekt je vyústěn v Riegrových sadech v blízkosti sportovního areálu Sokola Královské Vinohrady - zde je výrazná terénní elevace s výškou cca 262 m n. m. Od Vinohradské ulice se směrem k jihu terén postupně plynule zvedá a nejvyšší úroveň dosahuje v okolí ulice Francouzská v km cca 39,600 - cca 260 m n. m. Odtud se pak terén opět mírně sklání směrem k ulici Koperníkova, kde v km cca 40,000 má povrch terénu úroveň cca 242 m n. m. Od výrazné terénní hrany pak terén velmi prudce klesá směrem do Nuslí do údolí Botiče na nejnižší úroveň v trase a to až do úrovně cca 197 m n. m. v km cca 40,450 v prostoru ulice Otakarova. Po podchodu údolí Botiče pak terén znovu postupně plynule stoupá přes lokálně zarovnaný povrch terénu v prostoru vozovny a věznice Pankrác, podchází dálnice D1 a končí ve stanici Metra D Pankrác na úrovni cca 263 m n. m. V celém provozním úseku I. D 3 metra je území nad trasou zastavěno; pouze v části jižních svahů nad Botičem na Vinohradech v prostoru Perucké stráně se nacházejí lokálně nezastavěné plochy.



Obrázek 2-5 – Převýšený podélný profil trasy I. D3 s geologií (2)

Z podélného profilu je zřejmé, že stanice Náměstí Bratří Syнкů nemohla být umístěna ve větší hloubce, jelikož obě sousední stanice jsou stanicemi přestupními (Pankrác na linku C a Náměstí míru na linku A). Hloubka umístění stanice Náměstí Bratří Syнкů tedy vyplynula z nutných prostorových vazeb ve stanicích Náměstí Míru a Pankrác pro přestupy a z maximálního možného sklonu traťových tunelů 40 ‰, který určuje norma ČSN 73 6360-1.

2.3 Geologické poměry

2.3.1 Popis geologického souvrství

2.3.1.1 Horniny předkvartérního podkladu – Královovské vrstvy

Královovské břidlice jsou velmi jemné, jílovité a stejnorodé. Jsou velmi jemné slídnaté (mikroskopicky), makroskopicky až bezslídné, tenké vrstevnaté až lupenité, na vrstevních plochách vlhké a na dotek hebké až mastné. Jejich barva je šedá až zelenošedá, v dosahu zvětrávacích procesů se mění až na olivově zelenou. Břidlice jsou měkké a slabě diageneticky zpevněné. V nezvětralém stavu je jejich vrstevnatost velmi nezřetelná a zdají se jako masivní. Podléhají intenzivnímu a hlubokému zvětrání a rozpadají se na zelenohnědou jílovitou hlínu s drobnými šupinkovitými střípky navětralých břidlic. Obsahují vysoké procento pyritu, který se při procesu kyzového zvětrání rozkládá v krystaly sádrovce a v povlaky síranů. Celková mocnost královovských břidlic je cca 60 - 80 m. Horniny i jejich zvětralinu jsou náchylné k sesouvání, protože vrstevní plochy i úlomky břidlic jsou velice hladké a velmi kluzké. V případě výskytu sádrovce je aktuální bobtnání s destruktivními projevy.

2.3.1.2 Kvartérní sedimenty

Horniny předkvartérního podkladu jsou v zájmovém území překryty kvartérními sedimenty zastoupenými především uloženinami fluvialními, deluvialními a antropogenními.

2.3.1.2.1 Fluvialní (náplavové) sedimenty

Značné rozšíření mají fluvialní (náplavové) sedimenty vyšších terasových stupňů Vltavy. Dále se zde vyskytují nejmladší pleistocenní a holocenní náplavy Botiče. Vyšší terasové stupně Vltavy se svými uloženinami vyskytují především na území pankrácké plošiny (terasa pankrácká) a v Nuslích v prostoru vazební věznice a soudu (vinohradská terasa). Lokální výskyt vinohradské terasy byl ověřen i na Vinohradech. Pankrácká terasa má mocnost kolem cca 5 - 10 m a její báze se pohybuje kolem cca 261 - 265 m n. m. Plošný výskyt této terasy začíná až v prostoru stanice metra Pankrác a nebude stavbou zastižena. Vinohradská terasa byla ověřena na dvou lokalitách. V Nuslích v oblasti věznice Pankrác v úseku km cca 41,075 - 41,440 má v trase metra mocnost kolem cca 7 - 12 m a její báze se pohybuje kolem cca 235,5 - 237,0 m n. m. Na Vinohradech v ulici Koperníkova v km cca 39,930 má mocnost kolem cca 8 m a její báze se pohybuje kolem cca 236,5 m n. m. Jako materiál teras převažují proměnlivé zahliněné až čisté středně až hrubě zrnité písky s kolísajícím podílem štěrku a především při bázi písčité štěrky s valouny a kameny; při povrchu pak písčité hlíny. Jejich složení je však značně proměnlivé (např. uloženiny pankrácké terasy jsou výrazně zahliněné až zajiňované a velmi málo propustné, naopak vinohradská terasa je výrazně písčitá). Vyšší terasy oproti nižším mají druhotně větší obsah prachovité a jílovité frakce a zeminy jsou více ulehlé. Nejmladší holocenní náplavy se vyskytují v prostoru Botiče a bývalého Vinohradského potoka. Náplavy jsou většinou vloženy do údolní pleistocenní terasy a litologické složení těchto uloženin je velice rozmanité. Je reprezentováno širokou škálou zemin s převahou jemnozrnných sedimentů (jílů a bahen), vyskytují se zde i písky, jílovité písky, štěrky nebo bahnitě štěrky. Charakter náplav se rychle mění jak vertikálně tak horizontálně. Jejich mocnost dosahuje místy 6 až 11 m. Náplavové sedimenty Vinohradského potoka jsou v dnešní době zcela překryty navážkami.

2.3.1.2.1 Antropogenní sedimenty (navážky)

Antropogenní navážky a násypy vznikaly po celou dobu osídlování a jsou velmi rozšířeny uloženinami především na hustě a dlouho osídleném území Prahy. S nejrozsáhlejšími a

nejmocnějšími navážkami se setkáváme v údolí Botiče, kde jsou vázané na terénní úpravy původně nízkých a při povodních často zaplavovaných břehů, a na zemní tělesa silnic a železnic.

2.3.2 Karotážní měření ve vrtech

2.3.2.1 Výsledky karotáže ve vrtu HG112

Z litologického hlediska (geologický profil) byly v tomto vrtu zastiženy kvartérní sedimenty do hloubky 6,8 m (navážka, jíl, štěrk). Hluběji do konce vrtu byly zastiženy jílovité břidlice královských vrstev různě navětralých až zdravých. Výrazná je silně zvětralá poloha břidlice v úseku 9,9 - 10,6 m, kde došlo ke kumulaci radioaktivních prvků a tím ke zvýšení přirozené radioaktivity této polohy. Zdravé až mírně navětralé břidlice mají její hodnotu kolem 22 $\mu\text{R/h}$.

Porušení bylo stanoveno zejména na základě hustotní karotáže, neutronové karotáže a akustické karotáže. Horniny ve vrtu nejsou poměrně silně porušené mimo interval 14,1 - 15,7 m.

Geomechanické vlastnosti hornin byly zjišťovány od paty ocelových plných pažnic v hloubce 7,9 m po dno vrtu, tj. v úseku, kde bylo možno provést akustickou karotáž. Hodnoty geomechanických parametrů zastižených hornin jsou obecně nízké a s hloubkou se výrazně nemění, resp. jejich nárůst s hloubkou je velice malý. Pouze v intervalu 14,1 - 15,7 m dochází ke snížení všech sledovaných parametrů. Plochy nespojitosti a pukliny byly měřeny od konce pažnic od hloubky 7,9 m až na dno vrtu. Měření bylo kvalitní, ale vzhledem k porušeným a zjílovělým břidlicím obtížně vyhodnotitelné. Celkem bylo vyhodnoceno 18 nehomogenit odpovídajících asi puklinám případně vrstevním plochám.

2.3.2.2 Výsledky karotáže ve vrtu HG113

Z litologického hlediska (geologický profil) byly v tomto vrtu zastiženy kvartérní sedimenty do hloubky 7,4 m (navážka, jíl, jílovitý písek a jílovitý štěrk). Hluběji do konce vrtu byly zastiženy jílovité břidlice královských vrstev různě navětralé až zdravé obdobně jako ve vrtu HG112. Břidlice ve vrtu jsou poměrně monotónní a nebyly zjištěny výrazné petrografické anomálie v profilu vrtu. Zdravé až mírně navětralé nebo navětralé břidlice mají hodnotu přirozené radioaktivity kolem 20 – 21 $\mu\text{R/h}$ (srovnatelnou s vrtem HG112).

Porušení bylo stanoveno zejména na základě hustotní karotáže, neutronové karotáže a akustické karotáže. Horniny ve vrtu nejsou příliš porušené od hloubky 11,3 m. Výše bylo ověřeno v břidlicích několik porušenějších úseků (6,9 - 7,7 m; 9,6 - 10,0 m a 10,6 - 11,3 m).

Geomechanické vlastnosti hornin byly zjišťovány od paty ocelových plných pažnic v hloubce 7,3 m po dno vrtu, tj. v úseku, kde bylo možno provést akustickou karotáž. Hodnoty geomechanických parametrů jsou průměrné a s hloubkou se výrazně nemění a jsou srovnatelné s údaji z vrtu HG112. Obecně platí, že se geomechanické parametry břidlic s hloubkou mírně zlepšují. Úsek vrtu od konce pažnic 7,3 - 12,0 m má výrazně horší geomechanické vlastnosti než úsek od 12,0 m do konce vrtu. Lze mluvit o dvou kvazihomogenních celcích.

Plochy nespojitosti a pukliny byly měřeny od konce pažnic v hloubce 7,3 m až do konce vrtu. Měření bylo kvalitní, ale vzhledem k porušeným a zjílovělým břidlicím obtížně vyhodnotitelné. Celkem bylo vyhodnoceno 30 nehomogenit odpovídajících asi puklinám případně vrstevním plochám.

2.3.2.3 Výsledky karotáže ve vrtu HG114

Z litologického hlediska (geologický profil) byly v tomto vrtu zastiženy kvartérní sedimenty do hloubky 7,7 m (navážka, jíl písčité a písek šterkovitý). Hlouběji do konce vrtu byly zastiženy jílovité břidlice královských vrstev různě navětralé až zdravé obdobně jako ve vrtu HG112 a HG113. Břidlice ve vrtu jsou poměrně monotónní a nebyly zjištěny výrazné petrografické anomálie v profilu vrtu. Zdravé až mírně navětralé nebo navětralé břidlice mají hodnotu přirozené radioaktivity kolem 20- 21 $\mu\text{R/h}$ srovnatelnou s vrtem HG112 a HG113 .

Porušení hornin bylo stanoveno zejména na základě hustotní karotáže, neutronové karotáže a akustické karotáže. Horniny ve vrtu nejsou příliš porušené od hloubky 9,4 m. Hlouběji byla ověřena porušená hornina v intervalech 10,6 - 11,3 m a 13,9 - 14,4 m. Geomechanické vlastnosti hornin byly zjišťovány od paty ocelových plných pažnic v hloubce 8,4 m po dno vrtu, tj. v úseku, kde bylo možno provést akustickou karotáž. Hodnoty geomechanických parametrů jsou průměrné a s hloubkou se výrazně nemění a jsou srovnatelné s údaji z vrtu HG112 a HG113. Hodnoty ve vrtu HG114 jsou jen o něco vyšší. Obecně platí, že se geomechanické parametry břidlic s hloubkou zlepšují.

Plochy nespojitosti a pukliny byly měřeny od konce pažnic v hloubce 8,4 m až do konce vrtu. Měření bylo kvalitní, ale vzhledem k porušeným a zjlovělým břidlicím obtížně vyhodnotitelné. Plochy nespojitosti jsou zalepeny jílovou hmotou vzniklou při vrtání a nejsou dostatečně akusticky kontrastní. Celkem bylo vyhodnoceno pouze 8 nehomogenit odpovídajících asi puklinám případně vrstevním plochám.

2.4 Hydrogeologické poměry

2.4.1 Charakteristika zvodnění vyšších teras

Terasy v údolí Botiče jsou v blízkosti vedení trasy zachovalé ve dvou úrovních jako relikty říčních teras. Vyšší terasa tvoří úzký pruh na levém břehu v Nuslích. Nižší zbytek terasy po obou březích Botiče mezi nádražím Vršovice a Havlíčkovými sady. V obou případech se jedná o drobné relikty hrubozrnných fluvialních sedimentů. Zvodnění bazální části terasy není pro malý plošný výskyt významné.

2.4.2 Charakteristika zvodnění holocenních fluvialních sedimentů a údolní terasy

Výplň současného dna koryta Botiče tvoří vedle současných holocenních sedimentů i zbytky dolní terasy, která zasahuje až cca 7 - 11 m pod povrch terénu. Jedná se o hrubozrnné šterkopísky. Při bázi terasových uloženin jsou kameny o velikosti do 20 cm. Holocenní náplavy mají vyšší podíl jílové frakce než sedimenty teras. Celý vrstevní sled je většinou pokryt současnými inundačními jíly a hlínami a často je pokrytý 2 - 6 m mocným sledem antropogenních navážek. V sedimentární výplni dna údolí je jednotné souvislé zvodnění s průlinovou propustností, které je hydraulicky přímo propojeno s vodou v korytě. Hladina podzemní vody je v místech dostatečné mocnosti kolektoru volná, ale často bývá i mírně napjatá pod nadložními inundačními hlínami. Směr proudění poříční vody je téměř souběžné s tokem. Ve vrtech HG112, HG113 a HG114 byla testována propustnost tohoto kolektoru s výslednými hodnotami hydraulické vodivosti (K) značného rozptylu v závislosti na obsahu jemnozrnné frakce $1,76 \cdot 10^{-4}$ až $9,53 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Z hydrokarotážních měření je patrné, že v údolí Botiče dominují přítoky z kvartérní zvodně vázané na 2 - 3 m mocné písčité a šterkovité fluvialní sedimenty. Propustnostní parametry kvartérních zvodnělých sedimentů jsou silně ovlivňovány hlinitou příměsí, zatímco šterky a písky s poměrně nízkým zastoupením prachovité a jílovité složky dosahuje průměrného koeficientu

hydraulické vodivosti $1,76 \cdot 10^{-4}$ m/s (reprezentováno vrtem a HG112), poněkud více zahliněné štěrky a písky, zastižené ve vrtech HG113 a HG114 mají koeficient vodivosti o min řád nižší (průměr $9,53 \cdot 10^{-6}$ m/s). Intenzivnější přítok z podloží kvartérních sediment byl dokumentován karotáží ve vrtu HG112 v navětralých břidlicích v úrovni 187,56 - 188,66 m. n. m., kde je interpretován koeficient hydraulické vodivosti $4 \cdot 10^{-5}$ m/s. Objekty jímání podzemní vody využívající toto zvodnění mají poměrně veliký rozkvy vydatností. Od desetiny litru za sekundu po vydatnosti přesahující jeden litr za sekundu. K dotacím podzemní vody dochází přírony podzemní vody ze skalního podloží a cezením povrchové vody z toku. Chemické složení podzemní vody je závislé na množství vody přetekl z okolních kolektorů. Většinou se jedná o středně mineralizované vody s neutrální reakcí, se síranovou a uhličitou agresivitou na betonové konstrukce.

2.4.3 Přítoky vody do podzemních objektů

Pro otevřenou stavební jámu Otakarova byl vypočten specifický přítok cca 0,80 l/s, pro stavební jámu nám. Bratří synků pak cca 0,34 l/s. Tato hodnota předpokládá přítoky do jámy pouze dnem z hornin předkvartérního podkladu; přítoky z kvartérních zemin budou odcloněny nepropustnými konstrukčními stěnami. Očekávané krátkodobé iniciální přítoky z poruchových zón jsou až 5 l/s. Pro ražbu mezi těmito dvěma otevřenými stavebními jámami byl vypočten očekávaný specifický přítok 0,02 l/s/m. Je to značně teoretická hodnota, která předpokládá přítoky pouze z boků a dnem stavební jámy z prostředí předkvartérních hornin. Přítoky z kvartérního pokryvu jsou pro účely výpočtu nulové. Očekávané krátkodobé iniciální přítoky z poruchových zón jsou až 10 l/s.

2.4.4 Karotážní měření ve vrtech

2.4.4.1 Výsledky karotáže ve vrtu HG112

Hydrogeologické poměry ve vrtu byly ověřeny metodou ředění označené kapaliny a metodou čerpání. Metoda ředění označené kapaliny byla provedena po dobu cca 15 hodin. Voda byla zakalena do hloubky 11,3 m a silně zakalena až do konečné hloubky 18,5 m. Při metodě ředění nebylo zjištěno žádné významné přírodní proudění vody vrtem.

Pro porušení hydrodynamické rovnováhy byla použita metoda čerpání. Čerpáno bylo konstantně s vydatností 0,08 l/s při snížení hladiny o 0,9 m (z ustálené hladiny na úroveň 4,5 m). Prokázalo se, že většina vody přitéká z propustných poloh v břidlicích z intervalů: 8,2 - 9,3 m (cca 50% čerpaného množství) a 10,0 - 13,5 m (cca 10%). Další přítoky byly ověřeny z úseku navětralých nebo zdravých břidlic: 11,7 - 12,3 m (cca 25%); 13,1 - 13,5 m (cca 10%) a 14,7 - 14,9 m (cca 5%). Břidlice byly nepropustné až od hloubky 14,9 m do konečné hloubky 18,7 m.

Koeficient filtrace K_f horninového masívu pro celý vodní sloupec 3,6 - 18,7 m (při snížení hladiny o 0,9 m a vydatnosti čerpání 0,08 l/s) činí $K_f = 5,9 \cdot 10^{-6}$ m/s. Jednotlivé dílčí koeficienty pro zjištěné propustné polohy dosahují hodnot v řádu 1,8 až $4,1 \cdot 10^{-5}$ m/s. Celkově je vrt relativně středně propustný.

2.4.4.2 Výsledky karotáže ve vrtu HG113

Hydrogeologické poměry ve vrtu byly ověřeny metodou ředění označené kapaliny a metodou čerpání. Metoda ředění označené kapaliny byla provedena za relativně ustálených poměrů po dobu cca 44 hod během měření komplexní metodiky. Voda byla zakalena prakticky již od hladiny. Při metodě ředění nebylo zjištěno žádné významné přírodní proudění vody vrtem, ani vertikální ani horizontální, a to i přes velmi dlouhou dobu sledování. Výjimkou je velmi slabé

proudění (méně než 10 l/den) od konce pažnice (6,8 - 7,3 m) vzhůru k hladině (3,7 - 4,1 m), kde se toto malé množství asi ztrácí do netěsnosti pažnic.

Pro porušení hydrodynamické rovnováhy byla použita metoda čerpání. Při konstantní vydatnosti čerpání 0,035 l/s se podařilo hladinu ustálit při snížení 0,9 m. Prokázalo se, že většina vody přitéká z propustných poloh v kvartéru na patě pažnic (6,8 - 7,3 m) - cca 70% čerpaného množství. Z břidlic přitékalo pouze cca 30% čerpaného množství vody z intervalů: 9,6 - 9,9 m (10%); 12,6 - 12,9 m (5%) a z polohy nade dnem 21,2 - 21,6 m (cca 15% čerpaného množství). Úsek 21,6 - 22,8 m u dna vrtu byl již nepropustný.

Koeficient filtrace K_f horninového masívu pro celý vodní sloupec 3,7 - 22,5 m (při snížení hladiny o 0,9 m a vydatnosti čerpání 0,035 l/s) činí $K_f = 2,1 \cdot 10^{-6}$ m/s a je podobný koeficientu ve vrtu HG112. Jednotlivé dílčí koeficienty pro zjištěné propustné polohy dosahují hodnot v řádu $1,3 \cdot 10^{-5}$ m/s až $6,5 \cdot 10^{-6}$ m/s. Vrt je relativně středně propustný.

2.4.4.3 Výsledky karotáže ve vrtu HG114

Hydrogeologické poměry ve vrtu byly ověřeny metodou ředění označené kapaliny a metodou čerpání. Metoda ředění označené kapaliny byla provedena ve vrtu za relativně ustálených poměrů po dobu cca 20 hodin. Voda byla zakalena prakticky již od hladiny. I přes tyto nepříznivé podmínky dané technologií vrtání, byl vrt způsobilý pro hydrokarotážní měření do hloubky 18 m. Při metodě ředění nebylo zjištěno žádné významné přírodní proudění vody vrtem, ani vertikální ani horizontální i přes velmi dlouhou dobu sledování. Vrt lze z tohoto hlediska považovat za ustálených poměrů za nepropustný.

Následně byla ve vrtu porušena hydrodynamická rovnováha metodou čerpání, která rovněž potvrdila nepropustnost břidlic v tomto vrtu. Čerpáno bylo konstantně s vydatností 0,09 l/s při snížení hladiny o 0,55 m. Prokázalo se, že veškerá voda přitéká do vrtu pod pažnicí (8,4 - 8,6 m) z propustných poloh v kvartéru na patě pažnic. Odpovídá to přítoku z propustných kvartérních písků a štěrků v intervalu 5,0 - 7,7 m. Břidlice jsou v celém úseku od konce pažnice až do dna vrtu (8,4 - 18,0 m) nepropustné.

Koeficient filtrace K_f horninového masívu pro celý vodní sloupec 5,0 - 18,0 m (při snížení hladiny o 0,55 m a vydatnosti čerpání 0,09 l/s) činí $K_f = 1,3 \cdot 10^{-5}$ m/s a je tedy díky kvartérním propustným polohám vyšší než ve vrtech HG112 a HG113. Pokud vztáhneme čerpané množství jen na propustné štěrky (5,0 - 7,7 m), zvýší se celkový koeficient filtrace na hodnotu $K_f = 6,1 \cdot 10^{-5}$ m/s.

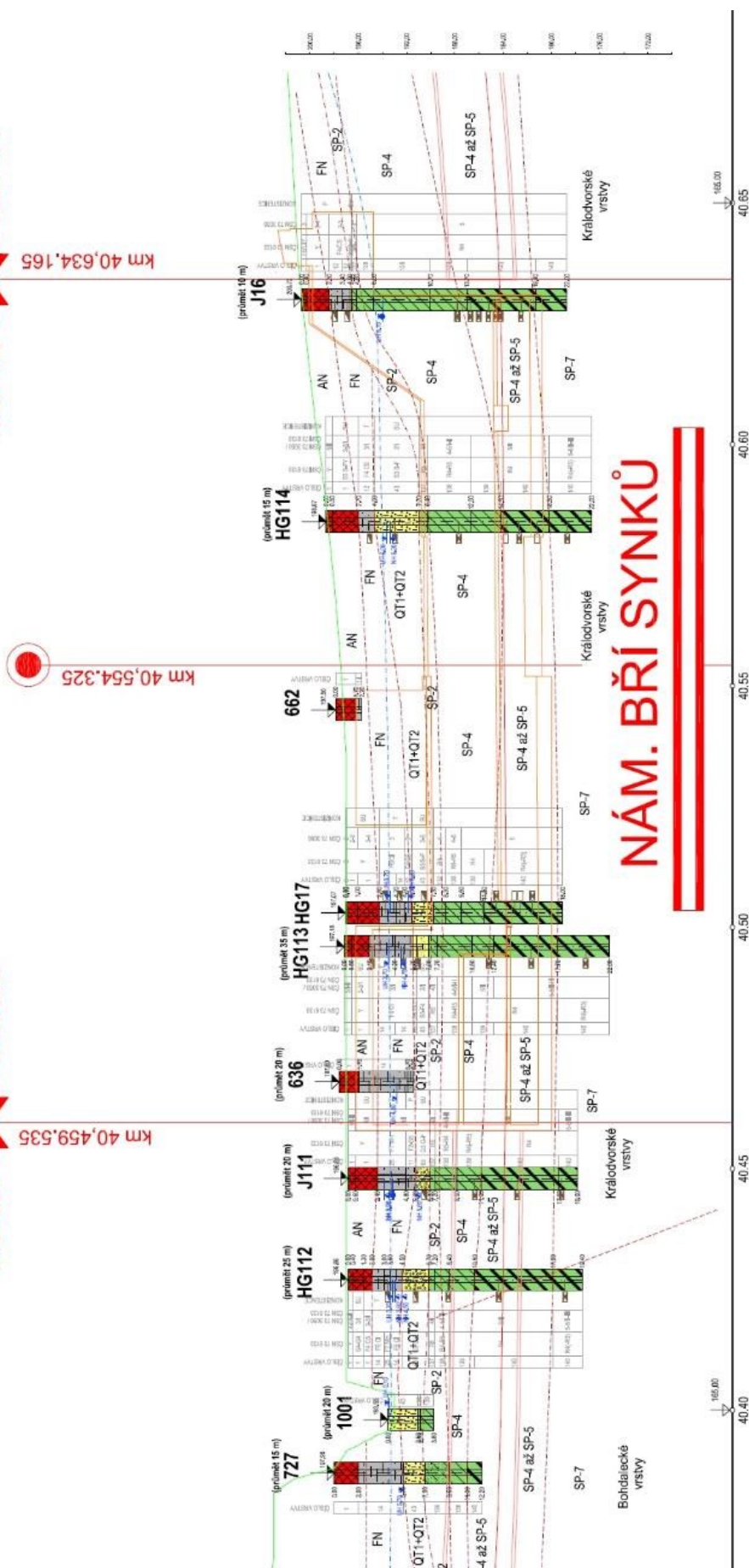
2.5 Geotechnické typy

2.5.1 Podélný geotechnický profil

Z provedeného geologického a hydrogeologického průzkumu bylo zeminové prostředí rozděleno na kvazibloky do tříd typů hornin (GT – Ground type), které sdružují zeminy dle podobného chování zeminy, podobných fyzikálních a popisných vlastností. Rozdělení jednotlivých geotypů v zeminovém prostředí stanice Náměstí Bratří Synků je zřejmé z podélného řezu. Fyzikální, přetvárné a pevnostní parametry jednotlivých geotechnických typů budou uvedeny v dalších kapitolách, které se budou zabývat výpočty jednotlivých variant.

SO 32 → SO 31

SO 33 → SO 32



NÁM. BŘÍ SYNKŮ

Obrázek 2-6 - Geotechnický podélný řez (2)

2.5.2 Geotechnické typy základových půd

V prostoru stanice jsou základové půdy vytvářeny následujícími geotechnickými typy:

GT	Geologická charakteristika vrstvy	ČSN 73 6133	Mocnost
Kvartérní uloženiny			
AN	Souvrství navážek – jedná se o zeminy velmi proměnlivého složení (od cihel a čistého stavebního odpadu, přes škváru až po písčitohlinité zeminy se štěrkem). Navážky jsou středně ulehlé.	Y- „F“, „S“, „G“	1,7-2,8 m
FN	Souvrství písčitohlinitých, hlinitých a jílovitých zemin převážně tuhé konzistence, lokálně byla zdokumentovaná i konzistence měkká anebo pevná.	F2 CG, F4 CS, F6 CI, F7 MH	1,3-4,5 m
QT1	Písčité zeminy s proměnlivou příměsí jemnozrnné frakce s podílem štěrkovité frakce, středně ulehlé, resp. s tuhou konzistencí jemnozrnné výplně. Zeminy často přecházejí do štěrků.	S3 S-F, S5 SC	1,3-3,7 m
QT2	Šterky s proměnlivou příměsí jemnozrnné frakce, středně ulehlé, resp. s tuhou až pevnou konzistencí jemnozrnné výplně, často s příměsí kamenů velikosti do 15 cm. Zeminy často přecházejí do písků.	G3 G-F, G5 GC	1,2-2,2 m
Ordovik - královské vrstvy			
SP-2	Břidlice královského souvrství - horniny zcela až silně zvětralé, rozpadavé na jílovitou zeminu a úlomky velikosti do 3 cm, které lze snadno lámat v ruce, uvažujeme plně zvodnělý horninový masív	(R6), R5	0,5-1,0 m
SP-4	Břidlice královského souvrství - horniny převážně mírně zvětralé, hlouběji až navětralé, rozpadavé na ploché úlomky velikosti do 10 cm, které lze lehce až středně těžce rozbít kladivem, horniny jsou silně rozpukané, hustota diskontinuit velmi velká až velká, uvažujeme plně zvodnělý horninový masív.	R4-R5	3,0-6,0 m
SP-5	Břidlice královského souvrství - horniny převážně zdravé, silně rozpukané, rozpadavé na ploché a nepravidelné kusy velikosti 5 - 15 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem, hustota diskontinuit převážně velká, uvažujeme plně zvodnělý horninový masív.	R4	4,0-6,0 m
SP-7	Břidlice královského souvrství - horniny zdravé, silně rozpukané, rozpadavé na ploché a nepravidelné kusy velikosti 10 - 15 cm, místy přes \varnothing vrtu, které lze středně těžce až obtížně rozbít kladivem, hustota diskontinuit převážně velká, uvažujeme vlhký horninový masív.	R4	> 4,0 m

Tabulka 3 - Geotechnické typy základových půd

2.5.3 Geotechnické parametry základových půd

Na základě vyhodnocení výsledků zkoušek prováděných na odebraných vzorcích byly stanoveny základní geotechnické parametry základových půd, tyto hodnoty jsou dosazovány do výpočetních modelů.

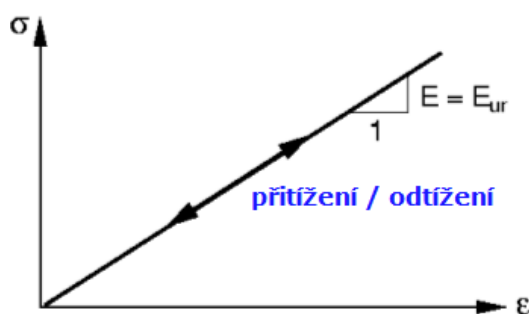
GT	Objemová tíha zeminy γ [kN/m^3]	Objemová tíha sat. Zemin γ_{sat} [kN/m^3]	Modul pružnosti E_p [MPa]	Poissonovo číslo ν [–]	Úhel vnitřního tření φ_{ef} [°]	Soudržnost zeminy c_{ef} [kPa]
Kvartérní uloženiny						
AN	20,0	21,0	10,0	0,35	20	20
FN	19,0	20,0	7,0	0,40	20	22
QT1	18,0	19,0	15,0	0,30	28	1
QT2	19,0	20,0	60,0	0,30	32	1
Ordovik - královské vrstvy						
SP-2	25,0	26,0	18,0	0,40	16	10
SP-4	25,0	26,0	75,0	0,36	16	10
SP-5	25,5	26,5	100,0	0,31	21	25
SP-7	26,0	27,0	150,0	0,25	35	55

Tabulka 4 - Geotechnické parametry základových půd

2.5.4 Materiálové modely uvažované ve výpočtech.

2.5.4.1 Lineárně elastický model

Je to model, kdy namáhání je přímo úměrné napětí, bez vzniku plastického přetvoření. Konstanty úměrnosti jsou modul pružnosti (E) a Poissonovo číslo (ν).

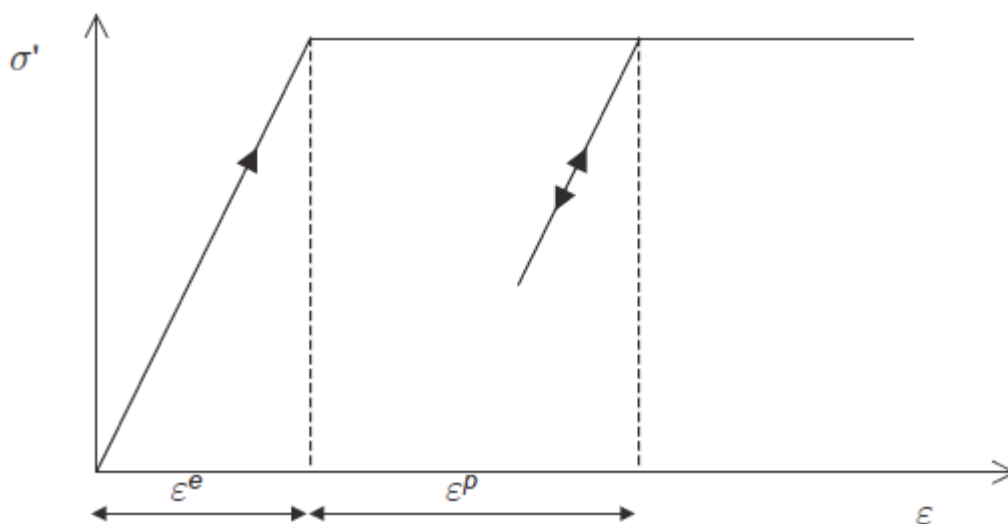


Obrázek 2-7 - Lineárně elastický model

Vypočtené napětí a přetvoření elastického lineárního modelu může být vysoce nereálné. Proto se pro běžnou analýzu chování zemin doporučují nelineární materiálové modely, jako je např. Mohr-Coulomb, Cam-clay a jiné. Nicméně, tento model je vhodný k modelování betonu nebo konstrukční oceli, které mají mnohem vyšší pevnosti než na zemině.

2.5.4.2 Model Mohr-Coulomb

Model Mohr-Coulomb je definován svým elastoplastickým chováním bez zpevnění, tzn. při zatěžování vznikají jak elastická (pružná přetvoření, tak plastická (nevratná) přetvoření. Tento behaviorální předpoklad dává spolehlivé výsledky pro obecné nelineární analýzy zemin a je nejpožívanějším modelem v geotechnické praxi v České republice.



Obrázek 2-8 - Ideálně pružněplastický model

kde ϵ^e – elastické (pružné) přetvoření [-], ϵ^p – plastické přetvoření [-]

Hlavní parametry použité pro definování zeminového modelu Mohr-Coulomb.

- Youngův modul pružnosti E [MPa]
- Poissonovo číslo ν [-]
- Soudržnost c [kPa]
- Úhel vnitřního tření ϕ [°]
- Úhel dilatance ψ [°]

Zeminy mají různou soudržnost a třecí úhel v závislosti na jejich typu a tyto hodnoty jsou použity v pevnostní smykové rovnici. Půdy, na rozdíl od jiných stavebních materiálů, mají velmi malou odolnost proti tahu a ve většině případů dochází k selhání ve smyku. Odolnost proti smyku půdy se skládá z 2 částí: soudržnost a třecí úhel.

Podle Coulomba je smyková pevnost půdy vyjádřena v následující lineární rovnici. $\tau = c + \sigma \tan \phi$ (c : Soudržnost, σ : Normálové napětí, ϕ : Vnitřní třecí úhel).

Výhoda tohoto modelu je, že hlavní parametry lze lehce získat geologickým průzkumem a standartními zkouškami, jsou tedy velice snadno dostupné.

Nedostatek modelu Mohr-Coulomb je, že nezohledňuje změnu tuhosti v závislosti na přetvoření, stejný modul pružnosti při zatěžování i odlehčování způsobuje např. nereálné zvedání povrchu nad tunelem nebo dna tunelu. Tento nedostatek řeší složitější materiálové modely, ale získání potřebných vstupních parametrů je velmi náročné.

2.6 Shrnutí informací z geologického a hydrogeologického průzkumu

2.6.1 Horninové prostředí

Stavební objekt vlastní stanice na náměstí Brí Synků bude budován ve dvou otevřených stavebních jámách, mezi kterými se pod blokem stávajících domů uvažuje s ražbou stavební konstrukce na vzdálenost cca 36 m.

Od terénu budou ve značných objemech těženy navážky a pokryvné kvartérní zeminy do hloubek až cca 7 - 8 m pod terén, směrem k okraji údolní nivy se jejich mocnost zmenšuje až na cca 4 m; část zemin bude těžena pod hladinou podzemní vody.

Horniny předkvartérního podkladu budou těženy v hlubších částech stavebních jam, v raženém úseku mezi stavební jámou u ulice Perucká a stanicí náměstí Bří. Synků. Budou zde zastiženy horniny všech stupňů zvětrání od zcela zvětralých až po zdravé.

Zdravé zvodnělé horniny vrstev královských náleží do GT typu SP-5. V prostoru předpokládaného výskytu vrstev zahořanských (okolí vrtu HG108) není zcela jednoznačné, zda se nejedná o vrstvy bohdalecké - proto byl i zde interpretován GT typ SP-5. Současně byla minimálně v severní části údolí Botiče zdokumentována řada tektonických poruch, které vlastnosti horninového masívu dále zhoršují. Proto bude u zdravých a plně zvodnělých hornin v širším zájmovém prostoru stanice Náměstí Bří. Synků uvažováno se zhoršenými geotechnickými parametry hornin, které jsou prezentované přechodem mezi geotechnickým typem SP-4 a SP-5.

Z pohledu geologických poměrů a současně technické náročnosti navrhovaných staveb se jedná jednoznačně o nejobtížnější úsek stavby.

2.6.2 Hydrogeologické aspekty

Souvislá hladina podzemní vody je vázána na údolní náplavy, koresponduje s úrovní vody v Botiči a byla dokumentována v hloubkách cca 3,5 - 7,0 m. Směrem do svahů se pak hladina postupně zaklesává hlouběji pod terén do prostředí hornin předkvartérního podkladu, kde se vyskytuje v podložních horninách v zóně povrchového rozvolnění.

Při ražbě lze očekávat velké přítoky podzemní vody do tunelu a stavební jámy především z propustných písčitých poloh kvartérních sedimentů. Při ražbě v horninách předkvartérního podkladu lze očekávat lokální koncentrované přítoky podzemní vody do tunelu především v místech tektonického porušení masívu. Voda může být slabě tlaková.

V rámci hydrogeologického průzkumu byla ověřena vysoká propustnost písčitých a štěrkovitých náplavů Botiče (vrty HG112, HG113, HG114). Tyto vrty zůstaly vystrojené pro trvalé sledování hladiny podzemní vody. Vrty HG112, HG113, HG114 byly úmyslně umístěny vně projektovaných stavebních jam pro sledování případného vzduť hladiny podzemní vody po vybudování podzemní stěn stavebních jam.

Vzhledem k velké propustnosti zastižených písčitých a štěrkovitých zemin v bazálních polohách kvartérního pokryvu a velké dotaci podzemní vody Botičem je vododajnost hrubozrnných náplavů značná. Nejedná se tedy o statické zásoby podzemní vody ale o trvale dotovaný zvodnělý kolektor. V případě nutnosti provádění otevřených výkopů pod předpokládanou úroveň podzemní vody je nutné očekávat velmi značné přítoky do stavební jámy z prostředí fluvialních hrubozrnných zemin.

Pro otevřenou stavební jámu Otakarova byl vypočten specifický přítok cca 0,80 l/s, pro stavební jámu nám. Bří. Synků pak cca 0,34 l/s. Tato hodnota předpokládá přítoky do jámy pouze dnem z hornin předkvartérního podkladu; přítoky z kvartérních zemin budou odcloněny nepropustnými konstrukčními stěnami. Pro ražbu mezi těmito dvěma otevřenými stavebními jámami byl vypočten očekávaný specifický přítok 0,02 l/s/m. Je to značně teoretická hodnota, která předpokládá přítoky pouze z boků a dnem stavební jámy z prostředí předkvartérních hornin. Přítoky z kvartérního pokryvu jsou pro účely výpočtu nulové.

Při ražbě tunelů, resp. hloubení stavebních jam v horninách předkvartérního podkladu lze očekávat lokální koncentrované přítoky podzemní vody především v místech tektonického porušení masívu. Iniciální přítoky do výrubu při zastižení zvodnělé puklinové zóny očekáváme většinou do 5 l/s, v ojedinělých případech až cca 10 - 15 l/s. Teoretický dosah snížení hladiny podzemní vody zasahuje do vzdálenosti cca 50 m od okraje stavby.

2.6.3 Geotechnická rizika

Vzhledem k náročnosti tohoto úseku stavby bude nutné provádět řadu technických a bezpečnostních opatření jak pro realizovatelnost vlastní stavby stanice metra, tak pro zajištění stávající zástavby. Jedná se především o zástavbu činžovních domů od ulice Otakarova až za náměstí Brří Synků, kde se bude hloubit v prostředí kvartérních sedimentů, navážek a velmi mělko v horninách předkvartérního podkladu. Bude nutné používat prvky speciálního zakládání jako obrysové a nosné mikropiloty, injektáž zemin, podchycování základů budov, předrážené pažení apod. V prostoru ražené stanice lze předpokládat velmi malé až nulové nadloží předkvartérních hornin, protože těsně nad stropem resp. dokonce v profilu tunelu, probíhá báze kvartérních (zvodnělých) sedimentů. Ražba musí být v celém úseku dostatečně stavebně-technicky zabezpečena, jinak hrozí provalení stropu, zavalení výrubu zeminou, zaplavení vodou. V případě sufose zvodnělých písků by mohlo dojít k propadům terénu, narušení stability okolních staveb nebo k jejich zřícení.

3 Návrh metod ražby stanice.

Z geologického průzkumu (2) vyplývá, že ražba pod blokem domů mezi Náměstím Bratří Synků a ulicí Otakarova je jednoznačně tím nejsložitějším místem z hlediska základových poměrů a technologické náročnosti výstavby z celé trasy D. Tato bakalářská práce provede zhodnocení možných variant provádění ražené části z technického hlediska (míra rizika, rychlost a doby provádění) a z ekonomického hlediska se zohledněním přímých nákladů.

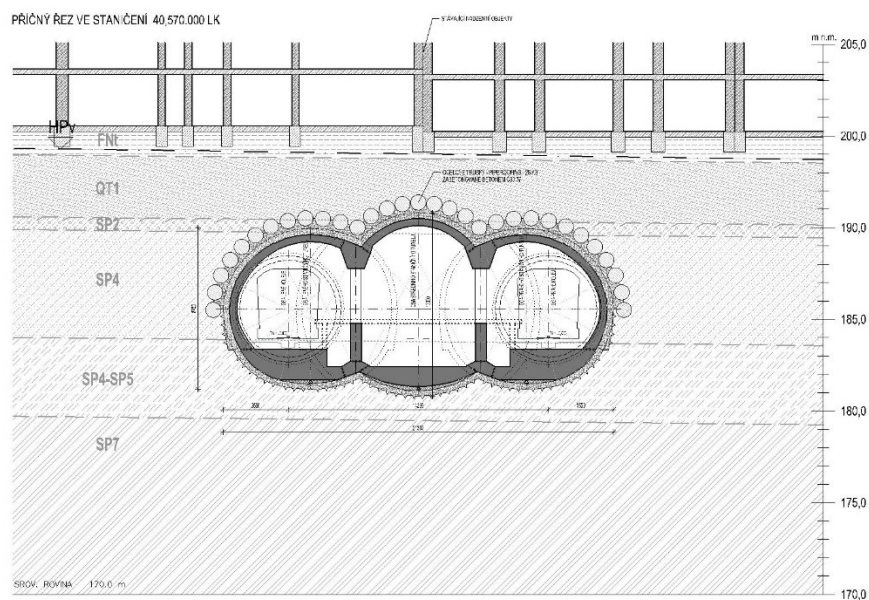
Popíšeme a zhodnotíme celkem 4 možné varianty ražby části stanice pod obytnými budovami.

- *Varianta 0)* - Ražená trojlodní stanice dle DUR
- *Varianta 1a)* – Protlačovaný tunel
- *Varianta 1b)* – Protlačovaný tunel se zajištěním stropu ocelovými trubkami (Piperoofing)
- *Varianta 2)* - Piperoofing – ražba pod ochranou ocelových trubek

3.1 Varianta 0) - Ražená trojlodní stanice dle DUR

3.1.1 Popis varianty

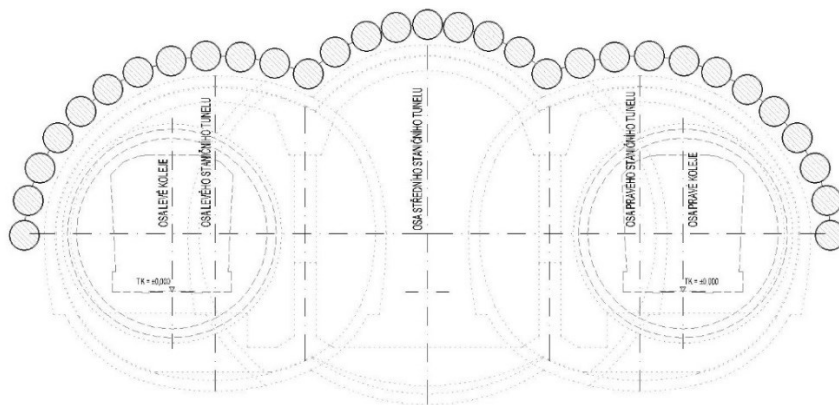
Úsek pod zástavbou mezi Náměstím Bratří Synků a ulicí Otakarova byl v dokumentaci pro územní rozhodnutí navržen jako ražená trojlodní stanice typu Veleslavín. S ohledem na nepříznivé geologické poměry a malou výšku nadloží s povrchovou zástavbou, byl při návrhu zvolen velmi opatrný postup výstavby. Bylo navrženo, že nejdříve bude provedeno zajištění klenby výrubů stanice mikrotunely. V další etapě měly být vyraženy opěrové štolky pro výstavbu 2 řad vnitřních sloupů a podélných průvlaků, potom mělo následovat doražení levého i pravého staničního tunelu na plný profil. Po vyražení bočních tunelů by bylo zhotoveno jejich definitivní ostění. Jako poslední by byl vyražen střední tunel a vybetonováno jeho definitivní ostění.



Obrázek 3-1 - Varianta 0 - Příčný řez s geologií

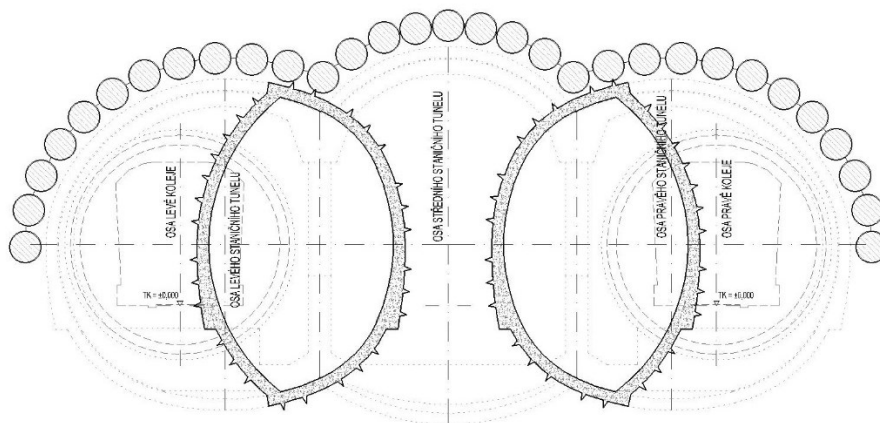
3.1.2 Postup výstavby

1. FÁZE - PIPEROOFING



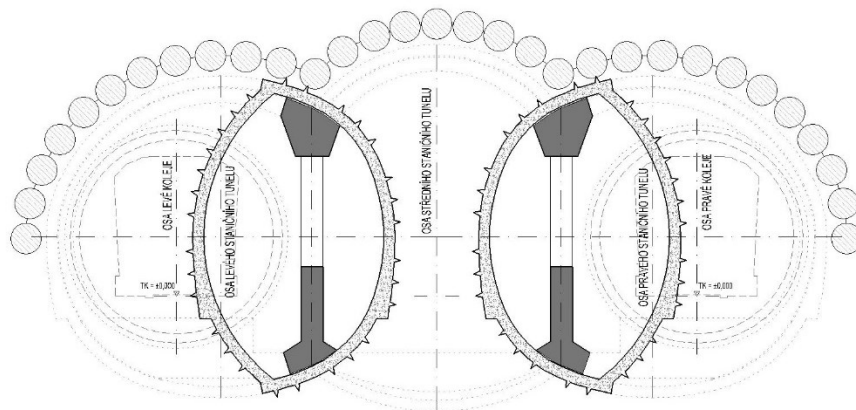
Obrázek 3-2 - Varianta 0 - 1. Fáze výstavby

2. FÁZE - RAŽBA OPĚROVÝCH ŠTOL



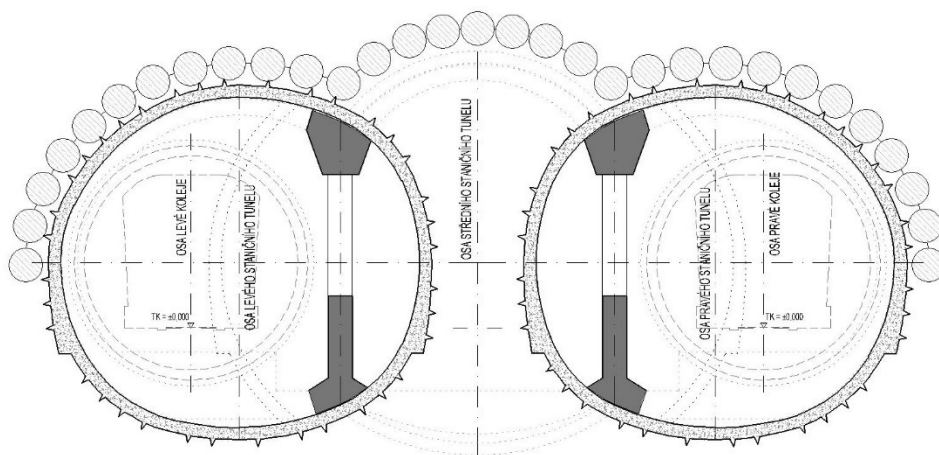
Obrázek 3-3 - Varianta 0 - 2. Fáze výstavby

3. FÁZE - VYBETONOVÁNÍ TRÁMŮ A SLOUPŮ



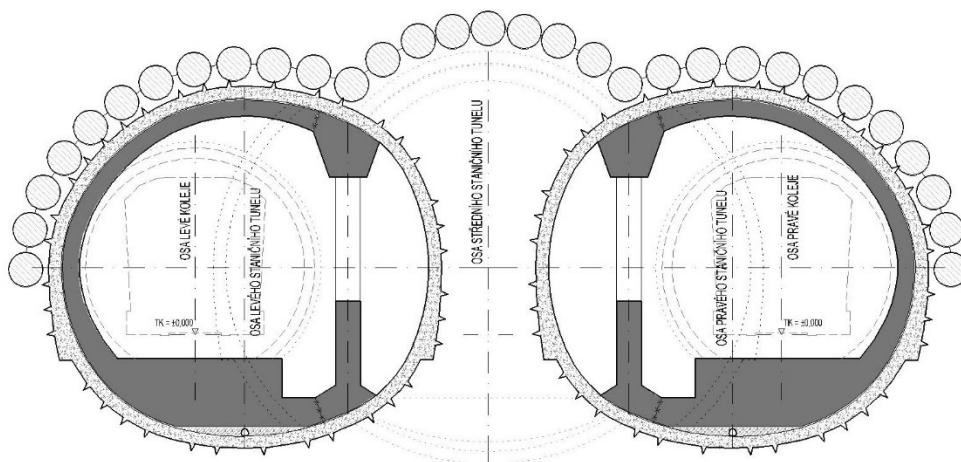
Obrázek 3-4 - Varianta 0 - 3. Fáze výstavby

4. FÁZE - DORAŽENÍ LEVÉHO A PRAVÉHO STANIČNÍHO TUNELU



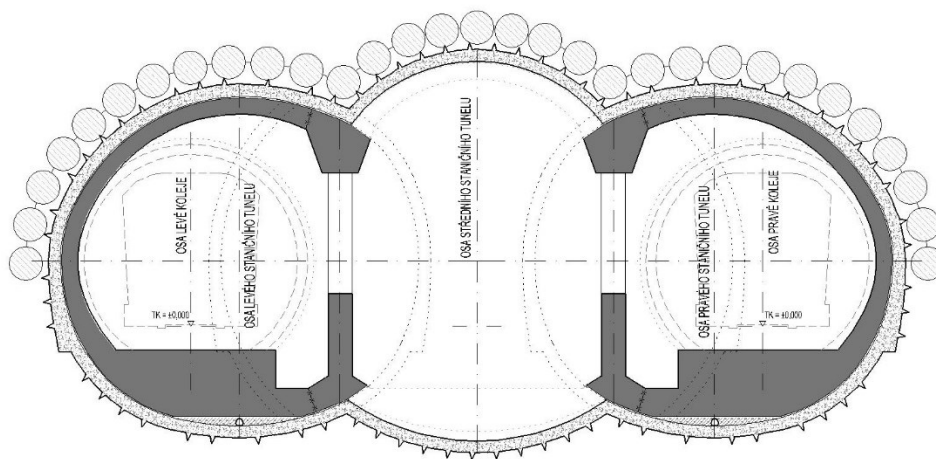
Obrázek 3-5 - Varianta 0 - 4. Fáze výstavby

5. FÁZE - DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ LEVÉHO A PRAVÉHO STANIČNÍHO TUNELU



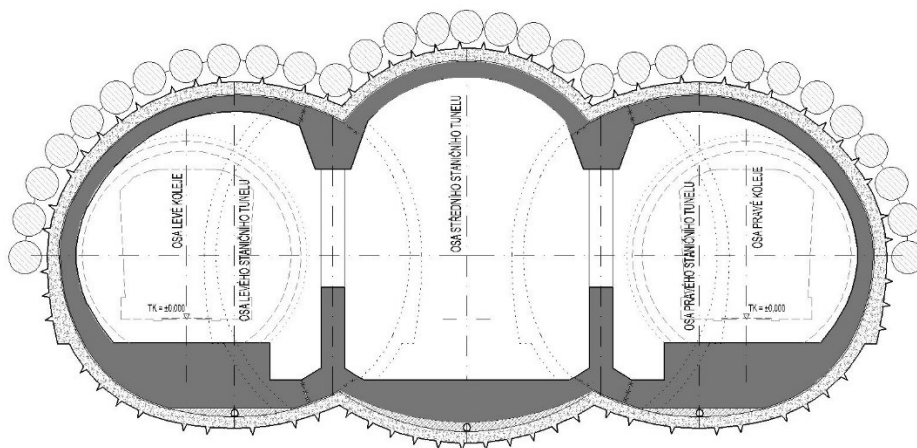
Obrázek 3-6 - Varianta 0 - 5. Fáze výstavby

6. FÁZE - RAŽBA STŘEDNÍHO STANIČNÍHO TUNELU



Obrázek 3-7 - Varianta 0 - 6. Fáze výstavby

7. FÁZE - DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ STŘEDNÍHO STANIČNÍHO TUNELU



Obrázek 3-8 - Varianta 0 - 1. Fáze výstavby

3.1.3 Zhodnocení varianty

Tato varianta navržená v DUR se jeví jako proveditelná a její návrh byl správný. Zajištění kleneb jednotlivých staničních tunelů mikrotunely ze zabetonovaných ocelových trub by zajistilo dostatečně bezpečnou ražbu pod objekty tak, aby nedošlo k jejich nadměrnému sedání nebo poškození.

Dne 21. 7. 2015 vydala Rada hlavního města Prahy rozhodnutí (3), že nová trasa metra D bude vyprojektována s plně automatickým provozem. Pro uspořádání stanice v příčném profilu mělo toto rozhodnutí velký dopad. Součástí automatického provozu jsou ochranné oddělovací stěny, které jsou instalované na hraně nástupiště. Jejich dveře na budou otevřeny zároveň s dveřmi vlakové soupravy a tím bude zcela zabráněno osob nebo předmětů do kolejíště.

Instalací oddělovací stěny na hranu nástupiště dojde k zúžení nástupiště na každé straně o cca 40 cm. U jedno nebo dvoulodních stanic je toto zúžení nepodstatné, ale u trojlodní stanice je to zásadní. Mezi sloupy a stěnou nezůstane dostatek prostoru pro shromáždění lidí při příjezdu vlakové soupravy do stanice, což je z provozních důvodů nepřijatelné. Zvětšení bočních lodí a

těmito pracemi zabýval, v Německu se této problematice věnuje předpis DWA-A 161, v Americe ASCE 28-00.

3.2.1.1 Fyzikální popis

3.2.1.1.1 Třecí síly v klasické mechanice

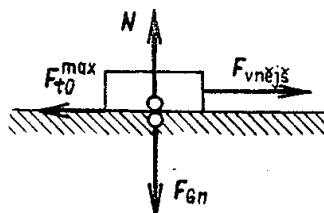
Třecí síla (smykové tření) závisí na drsnosti ploch a na normálovém napětí mezi těmito plochami. Nezávisí na samotné hmotnosti nebo na velikosti plochy, které se dotýkají. Tato síla má zvláštní postavení. Její zvláštnost tkví v tom, že ve formě odporů působí jen vždy proti pohybu tělesa. Zatímco ostatní síly mohou pohyb nejen brzdit, ale také podporovat. Síla je nazývána třecí síla a označujeme ji F_t její orientace směřuje právě podél povrchů stýkajících se těles, tzn. v opačném směru rychlosti jejich relativního posunutí (přemístění).

3.2.1.1.2 Tření klidové

Síly klidového tření vznikají tak, že do sebe zapadají drobné hrbolky a nerovnosti povrchů stýkajících se těles. Tyto síly také vznikají pružnými deformacemi těchto „nerovností“ a soudržností těles v těch místech, v nichž vzdálenosti mezi jejich částicemi jsou tak malinké, že dochází k mezimolekulárnímu přitahování (intermolekulární interakce). K této interakci dochází mezi molekulami libovolné látky. Působí zde současně přitažlivé i odpudivé síly. Všechny tyto jevy nám dovolují považovat síly klidového tření za jeden druh projevu elastických sil.

Tyto síly působí mezi styčnými vrstvami deformovaného tělesa, ale také v místech dotyku tělesa deformovaného a tělesa, které deformaci vyvolává. Přibližné výpočty provádíme pomocí rovnice:

$$F_{t0}^{max} = \mu_0 * F_{Gn}$$



Obrázek 3-10 - Rozklad sil

Síla N (Obrázek 3-10 - Rozklad sil), kterou působí opora na těleso kolmo na stykovou plochu, se nazývá síla (normálové) reakce a síla F_{Gn} , kterou působí těleso na oporu, síla (normálového) tlaku (tlaková síla).

Veličina μ_0 je bezrozměrný koeficient úměrnosti a nazýváme ho součinitelem (koeficientem) klidového tření. Tento koeficient závisí na materiálu stýkajících se těles, na kvalitě a jemnosti stykových ploch, na přítomnosti nežádoucích látek mezi nimi a řadě mnoha dalších faktorů. Hodnoty součinitele tření se získávají experimentální cestou.

3.2.1.1.3 Tření smykové

Při tomto tření se pohybují tělesa po sobě rovnými plochami. Pokusně zjistíme vlastnosti smykového tření drsnoměrem nebo tribometrem. Závaží měníme tak, aby se při slabém nárazu uvedl špalíček do rovnoměrného pohybu. Pak $T = F$, kde T je velikost smykového tření.

Změnou podložky, špalíčku, rychlosti, dojdeme k zákonům, které již okolo r. 1780 zjistil pokusně Charles Augustin Coulomb (4):

1. Tření závisí na jakosti třecích ploch, tj. na jejich látce a drsnosti.
2. Nezávisí v jistých mezích na rychlosti vzájemného pohybu obou těles. Při velkých rychlostech se zmenšuje, proto při velkých rychlostech může snadněji nastat smyk.
3. Nezávisí na velikosti třecích ploch. Z toho plyne, že závisí na velikosti tlaku.
4. Tření je úměrné kolmé síle, která se nazývá normálová síla, resp. analogicky normálové napětí

Kinetické smykové tření T můžeme proto vyjádřit vztahem (5):

$$T = \mu * N$$

Kde:

T = smyková síla [kN]

N = normálová síla [kN]

μ = součinitel smykového tření v pohybu [–]

Protože je to poměr dvou veličin se stejným rozměrem $\mu = \frac{T}{N}$, je to číslo bezrozměrné, lze jej vyjádřit i v procentech. Jeho hodnota závisí na látkách, ze kterých jsou tělesa zhotovena, a na opracování (drsnoty) jejich povrchu.

Analogicky platí:

$$\tau = \mu * \sigma$$

Kde:

τ = smykové napětí [kN.m⁻²]

σ = normálové napětí [kN.m⁻²]

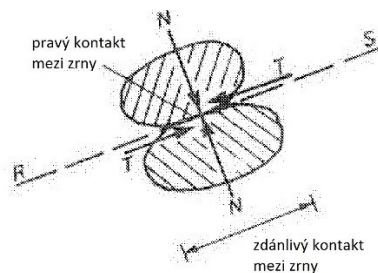
μ = součinitel smykového tření v pohybu [–]

Závislost součinitele smykového tření za pohybu na rychlosti je málo výrazná, zejména při malých rychlostech, a zpravidla se k ní nepřihlíží. Vztahujeme-li však velikost tohoto součinitele také na tření za klidu tak, že určuje maximální hodnotu, kterou síla tření může dosáhnout, aniž ještě nastane vzájemný smyk těles, pak jeho velikost za klidu je znatelně větší než za pohybu (6).

V rámci této bakalářské práce se budeme soustředit na určení správné hodnoty mezi součinitelem smykového tření v klidu a v pohybu, proto budeme používat jednotný symbol pro součinitel smykového tření (v klidu) bez indexu 0.

3.2.1.2 Tření v nesoudržných zeminách

Písčité nesoudržné zeminy se vyznačují tím, že mezi jednotlivými částčkami nejsou žádné vzájemné přitažlivé síly. Zrníčka jednotlivých minerálů leží v uvolněném stavu a vzájemně tvoří nesoudržnou zeminu. V takové zemině vzniká pouze tření mezi samotnými zrny. Smykové tření vzniká mezi samotnými kontaktními plochami jednotlivých zrn. V této souvislosti je třeba vzít v úvahu, že tyto kontaktní plochy nejsou právě ploché (7).



Obrázek 3-11 - Tření mezi jednotlivými zrny (8)

Jako parametr tření v nesoudržných zeminách je zaveden úhel vnitřního tření φ_{ef} . Tomu odpovídá v klasické mechanice součinitel smykového tření μ .

$$T = \mu * N = \tan \varphi_{ef} * N$$

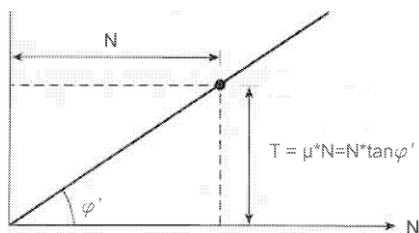
Kde:

T = smyková síla [kN]

N = normálová síla [kN]

φ_{ef} = úhel vnitřního tření [°]

Z grafického znázornění je zřejmé proč platí výše zmíněný vztah. Na vodorovné ose je vynesena normálová síla N , na svislé ose je vynesena smyková síla T , uhel, který svírá výsledná síla s vodorovnou osou je úhel vnitřního tření φ' , z goniometrických funkcí pak platí, že:



Obrázek 3-12 - Závislost mezi smykovou a normálovou silou (8)

$$\tan \varphi_{ef} = \frac{T}{N} \Rightarrow T = \tan \varphi_{ef} * N$$

Přenos smykových sil, resp. napětí v samotných zrnech zeminy, je v mechanice zemin základním pojmem, který určuje schopnost zeminy odolávat vnějšímu zatížení. Označujeme jej jako smykové napětí τ .

K porušení smykem dochází tehdy, když díky napětí mezi zrny zemin dojde k jejich vzájemnému posunu, tzn., když dojde ke kritické kombinaci normálového a smykového napětí viz Mohr-Coulombova teorie porušení zeminy (9).

$$\tau = \tan \varphi_{ef} * \sigma$$

Kde:

τ = smykové napětí [kN.m²]

σ = normálové napětí [kN.m²]

φ_{ef} = úhel vnitřního tření [°]

Tento předpoklad platí pouze pro suchou nesoudržnou zeminu (10). Pro nasycené zeminu musíme vnést do vzorce ještě jeden parametr vyvolaný kapilárními silami zvaný zdánlivá koheze c .

$$\tau = c + \tan \varphi_{ef} * \sigma$$

Kde:

τ = smykové napětí [$kN.m^2$]

σ = normálové napětí [$kN.m^2$]

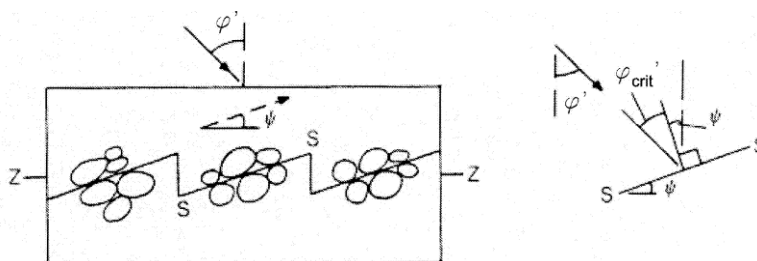
c = zdánlivá koheze vyvolaná kapilárními silami [$kN.m^2$]

φ_{ef} = úhel vnitřního tření [$^\circ$]

Úhel vnitřního tření φ_{ef} v nesoudržných zeminách se prakticky skládá ze dvou částí z aktivovaných třecích sil mezi jednotlivými zrníčky skeletu a z odporu zrn, která jsou do sebe zaklesnutá. Navíc je třeba do úvahy vzít různé mineralogické složení, různorodou velikost samotných zrn a jejich vzájemné uložení ve skeletu zeminy.

Velikosti zrn v zemině je jedním ze základních parametrů a slouží k pojmenování minerálních zemin, jejich velikost se stanovuje na základě laboratorních zkoušek, jako je zkouška prosévací a hustoměrná. Vzájemné uspořádání zrn popisuje ulehlost, což nám říká, jak moc těsně jsou zrna u sebe, resp. kolik vzduchu mají mezi sebou.

Objemová expanze nesoudržných sypkých zemin ve smyku v těsném uspořádání zrn je popsána v modelu od BOLTONA (11) jako zuby pily. Podle popisovaného modelu se při stříhovém zatížení „zuby“ po sobě vzájemně posunou, aniž by došlo k porušení zeminy. Úhel sklonu vzájemného posunu „zubu“ se nazývá jako úhel dilatance ψ .



Obrázek 3-13 - Uspořádání zrn ve smyku v modelu "zuby pily" (11)

Za podmínky, že úhel vnitřního tření v tomto střížném posunu, odpovídá kritickému úhlu vnitřního tření v nesoudržných zeminách φ_{krit} , se úhel vnitřního tření φ' rovná (11):

$$\varphi_{ef} = \varphi_{krit} + \psi$$

Kde:

φ_{ef} = úhel vnitřního tření [$^\circ$]

φ_{krit} = kritický úhel vnitřního tření [$^\circ$]

ψ = úhel dilatance [$^\circ$]

3.2.1.3 Tření mezi zeminou a tuhým předmětem

Pro určení třecího napětí mezi zeminou a tuhým předmětem (konstrukcí) používáme v mechanice zemin třecí úhel δ , který je závislý na materiálu konstrukce a její povrchové úpravě.

$$T = \tan \delta * N$$

Kde:

T = smyková síla [kN]

N = normálová síla [kN]

δ = třecí úhel [$^\circ$]

V rámci mechaniky Zemin je třecí úhel δ definován jako úhel mezi působícím zemním tlakem a normálou vyšetřované plochy konstrukce. Z této definice je třecí úhel závislý na drsnosti povrchu konstrukce, na sklonu svahu za opěrnou zdí, na druhu a uložení zeminy nacházející se za rubem konstrukce a na možnostech pohybu (deformace) konstrukce vlivem zatížení. Pokud

tyto poznatky přeneseme na případ zatlačovaných tunelů, bude třecí úhel δ závislý zejména na tření mezi konstrukcí a zeminou.

Selhání smykové soudržnosti na hranici mezi konstrukcí a zeminou je řešeno Coulombovou rovnicí smykového napětí v zemině pro okrajovou podmínkou (9):

$$\tau_{smyk} = \tan \delta * \sigma$$

Kde:

$$\tau_{smyk} = \text{odolnosti proti smykovému namáhání [kN.m}^2\text{]}$$

$$\sigma = \text{normálové napětí [kN.m}^2\text{]}$$

$$\varphi' = \text{úhel vnitřního tření [}^\circ\text{]}$$

Odolnost proti smykovému namáhání τ_{smyk} nemůže překročit smykovou únosnost zeminy, protože by dříve došlo ke smykovým poruchám v samotné zemině. To znamená, že pevnost ve smyku nesoudržných sypkých zemin, udávaná úhlem vnitřního tření φ_{ef} , je základní parametr pro popis chování tření v hraniční situaci. Další vlivy, které určují chování zeminy, vycházejí z vědeckých poznatků samotných zrn skeletu zeminy. Pohyby zrn zeminy v návaznosti na pevném povrchu je určena také relativní tvrdostí zrn a stejně tak tvrdostí samotného povrchu, do kterého zrna těžko pronikají a spíše se po jeho povrchu posunují a kloužou (12). Dále bylo dokázáno na různě drsných površích s rozdílnými tvrdostmi, že odolnost proti smykovému namáhání τ_{smyk} klesá tím víc, čím tvrdší plocha konstrukce. Další vědecký pokus (13) zkoumal účinky mezi pískem s konstantní ulehlostí a betonem s různými povrchovými vlastnostmi. Ukázalo se, že od určité drsnosti zrn zeminy odpovídá hodnota odolnosti proti smykovému namáhání τ_{smyk} smykové únosnosti zeminy τ . Při jiných pokusech (12), bylo dokázáno že: odolnost proti smykovému namáhání τ_{smyk} mezi nesoudržnou zeminou a konstrukcí je primárně závislé na ulehlosti zeminy. Při pokusech mezi pískem s rozdílnou ulehlostí a konstrukcemi ze dřeva, oceli a betonu se ukázalo, že koeficient tření $\mu = \tan \delta$ je lineárně závislý na čísle pórovitosti e zeminy (14).

$$\tan \delta = konst. * \frac{1}{e}$$

Kde:

$$\delta = \text{třecí úhel [}^\circ\text{]}$$

$$e = \text{číslo pórovitosti nesoudržné zeminy}$$

3.2.1.4 Tření na plášti konstrukce

Během zatlačování vznikají na povrchu konstrukce smyková napětí, díky třecím silám mezi plochou konstrukce a přilehlou zeminou. Síla, která přenáší kontaktní napětí mezi zatlačovanou konstrukcí a zeminou je nazývána Plášťové tření. Z klasické mechaniky a mechaniky zemin pak vychází tento vztah:

$$M = \mu * \sigma$$

Kde:

$$M = \text{Plášťové tření}$$

$$\sigma = \text{normálové napětí na konstrukci [kN.m}^2\text{]}$$

$$\mu = \text{součinitel smykového tření [-]}$$

Výpočet plášťového tření je poměrně komplikovaná věc, neexistují žádné normy, jak postupovat při výpočtech. Normálové napětí jsme schopni vypočítat poměrně snadno, ale zjištění součinitele smykového tření mezi konstrukcí a zeminou je značně problematické, protože zde existuje nepřeberné množství kombinací zemin a materiálů, resp. povrchů

konstrukcí. Mimoto existuje několik odlišných přístupů, jak provést odpovídající výpočet, tomuto problému se budeme věnovat v dalších kapitolách.

3.2.1.5 Anti-třecí opatření při protlačovaných konstrukcích

Z hospodářských důvodů je snaha provádět zatlačování co nejdelších dílů konstrukce, což znamená překonávání plášťových tření, která není technicky možno provést. Aby to možné bylo, provádí se při protlačování tato opatření (10) (15) (16):

- Zřízení nadvýrubu
- Injektování nadvýrubu mazacím-stabilizačním prostředkem

3.2.1.5.1 Zřízení nadvýrubu

Nadvýrub je prázdný prostor mezi konstrukcí tunelu a zeminou, který plánovitě vznikne tak, že řezná hlava je o trochu větší než rozměr zatlačované konstrukce. Zřízením nadvýrubu získáme následující výhody:

- Velmi výrazné zkrácení délky, ve které dochází k přímému kontaktu mezi konstrukcí a zeminou.
- Redukce normálového napětí, které tlačí na zatlačovanou konstrukci, platí zejména u kruhových děl

Pro dosažení efektivní redukce třecího odporu by měl nadvýrub probíhat po celé zatlačované délce. Toto platí zejména pro stabilní základové podmínky. Kromě stabilních základových podmínek závisí velikost nadvýrubu i na dalších faktorech (17) (18):

- Velikosti protlačovaného díla
- Velikost štítu zatlačovaného do zeminy
- Hladkost plochy štítu
- Možnost štítu vyrovnávat nadvýrub horizontálně i vertikálně

Přitom je třeba dávat pozor, že příliš velký nadvýrub ztěžuje, nebo přímo znemožňuje řízení horizontálního ale zejména vertikálního směru a může dojít k „zanoření“ zatlačované konstrukce. Na druhou stranu velmi malý nadvýrub může způsobit extrémně veliké zatlačovací síly, v nejhorším případě může dojít až k drcení zatlačované konstrukce nebo se zatlačení stane nemožné (17).

V literatuře je možné najít různá doporučení pro návrh nadvýrubu v sypkých zeminách.

Zdroj	Nadvýrub
DWA-A 161 (18)	Dle zeminy a délky protlačení do 20 mm, ve výjimečných případech do 30 mm
ASCE (17)	6 - 40 mm
Stein (10)	Minimálně 20 mm
Kollmann (19)	40 mm do rozměru DN 2000 mm
Marshall (20)	10 – 15 mm
Chapman a Rogers (21)	Mikrotunelování 6 – 12 mm Zatlačované potrubí 20 mm
Auld (16)	10 – 12 mm Ve výjimečných případech 75 – 150 mm
Scherle (22)	1,003 – 1,005*DN/OD

Yonan (23)	1,04*průměr
------------	-------------

Tabulka 5 - Doporučení pro velikost nadvýrubu

Na základě experimentálních pokusů ukazuje Yonan (23) , že v písčitých zeminách bude dosaženo minimálního třecího odporu při velikosti nadvýrubu 4% z průměru zatlačované konstrukce. Při zvýšení tohoto nadvýrubu nad 4% již nedochází k významnému snížení třecího odporu, naopak při snížení dochází k jeho poměrně strmému nárůstu.

3.2.1.5.2 Injektování nadvýrubu mazací-stabilizační suspenzí

V nesoudržném zeminovém prostředí je do nadvýrubu za ostění během posunu injektována hmota pro udržení stability zeminového prostředí a jako mazací prostředek mezi konstrukcí a zeminou. V stabilním zeminovém prostředí je nutné použití tohoto opatření pro redukcí povrchového tření.

Mazací suspenze je injektážní tekutina, která je pod tlakem injektována za ostění a vytváří „olejový film“ mezi konstrukcí a zeminou. Jako stabilizační suspenze je označována injektážní tekutina, která přenáší tlak ze zeminy a podzemní vody na konstrukci, tak aby nedošlo k destabilizaci takto podepřené zeminy a její vyplnění prázdného prostoru nadvýrubu (10).

Díky zavedení mazací-stabilizační suspenze bude zajištěno:

- U kruhových děl dojde k redukcí radiálního normálového napětí na ostění protlačované konstrukce skrz nadvýrub v nestabilní zemině s tím výsledkem, že okolní zemina netlačí v plném rozsahu na konstrukci.
- Snížení součinitele smykového tření μ mezi konstrukcí a zeminou

Pro získání optimálního složení mazací-stabilizační suspenze je nutno mít tyto podklady (19):

- Podrobný geotechnický a hydrogeologický průzkum
- Výpočet napětí v zemině pro navržený tlaku pro injektování suspenze
- Délku zatlačované konstrukce a předpokládaný čas trvání zatlačovacích prací

Mazací-stabilizační suspenze nesmí během zatlačovacích prací ztratit žádnou ze svých vlastností a nesmí unikat do okolní zeminy. Pokud dojde k unikání suspenze do okolní zeminy, musí se její množství do nadvýrubu neustále pod tlakem doplňovat (18).

3.2.1.5.2.1 Princip mazací suspenze:

Aby injektážní suspenze fungovala zároveň jako mazací, tak musí pod tlakem proniknout do určité tloušťky zeminy okolo konstrukce, čímž zabraňuje přímému kontaktu mezi zeminou a konstrukcí, díky čemuž na povrchu konstrukce vznikne „olejový film“. Při takto šetřeném nadvýrubu dojde ke snížení součinitele smykového tření μ , čímž je snížení plášťové tření M .

Injektážní suspenze vyvolá mezi konstrukcí a zeminou sílu F , která je závislá na rychlosti proudění (22).

$$F = -K * \eta * v$$

Kde:

F = Třecí síla [N]

K = koeficient (závislý na tvaru konstrukce)

η = Viskozita injektážní suspenze

v = rychlost proudění

Viskozita η je popsána jako vnitřní tření a je závislá třecích silách mezi různými částčkami injektážní suspenze, které se pohybují vzájemné odlišnými rychlostmi.

3.2.1.5.2.2 Princip stabilizační suspenze:

Při stabilizaci nadvýrubu působí stabilizační suspenze proti zemnímu tlaku a tlaku podzemní vody, které je realizováno tlakovým injektováním suspenze za ostění. Je důležité, aby tlak při injektáži byl o něco málo vyšší, než je tlak okolní zeminy (podzemní vody). V praxi je doporučeno, aby byl injektážní tlak o 0,1-0,3 baru vyšší než je tlak vyvolaný zatížením. V soudržných zeminách s podzemní vodou musí tlak injektážní suspenze odpovídat tlaku podzemní vody (10).

3.2.1.6 Tření a praxe

Rozsáhlé znalosti o interakci mezi zeminou a zatížením podzemní konstrukce můžeme použít z tradičních podzemních a tunelových staveb i pro zatlačované konstrukce.

3.2.1.6.1 Určení koeficientu smykového tření μ

Koeficient smykového tření je bezrozměrná materiálová konstanta závislá na materiálu a povrchových vlastnostech konstrukce v kontaktu se zeminou, tento koeficient není závislý na velikosti třecí plochy. Koeficient smykového tření bývá v literatuře uvedený jako (8):

- Specifická hodnota koeficient smykového tření μ
- Funkční hodnotou závislou na úhlu vnitřního tření φ
- Funkční hodnotou třecího úhlu δ úhel mezi působícím zemním tlakem a normálou vyšetřované plochy konstrukce
- Experimentálně získané hodnoty koeficientu vnitřního tření μ

Naším úkolem je rozlišit správný přístup při určení tohoto parametru. Určení hodnoty o velikosti koeficientu smykového tření v některých případech nelze provést ani teoretickými výpočty nebo laboratorními pokusy a koeficient musí být popsán kalibračními parametry, tím může být koeficient vnitřního tření vypočten při stavbě z výsledků testů a měření.

3.2.1.6.1.1 Specifická hodnota koeficient smykového tření μ

Zdroj	μ	Poznámka
Scherle (22)	0,5 – 0,6	Beton na štěrk/písek Bez úpravy tření
	0,3 – 0,4	Beton na štěrk/písek Suché Kluzné tření
	0,3 – 0,4	Beton na jílu Bez úpravy tření
	0,2 – 0,3	Beton na jílu Suché Kluzné tření
	0,1 – 0,3	Použití bentonitové směsi jako mazací a stabilizační suspenze
Herzog (24)	0,80	Beton na štěrk
	0,65	Beton na písek
	0,40	Beton na hlínu
	0,35	Beton na prachovité zeminy
	0,25	Beton na jílovité zeminy
Ebert (25)	0,25	Hladký beton na jílovité zeminy

	0,30	Hrubý beton na jílovité zeminy
	0,30	Hladký beton na prachovité zeminy
	0,35	Hrubý beton na prachovité zeminy
	0,35	Hladký beton na jílovité bahno
	0,40	Hrubý beton na jílovité bahno
	0,40	Hladký beton na jílovitý písek
	0,45	Hrubý beton na jílovitý písek
	0,30 – 0,45	Hladký beton na písek a štěrk - $I_D < 0,35$
	0,40 – 0,60	Hrubý beton na písek a štěrk - $I_D < 0,35$
	0,45 – 0,65	Hladký beton na písek a štěrk - $0,35 < I_D < 0,67$
	0,60 – 0,80	Hrubý beton na písek a štěrk - $0,35 < I_D < 0,67$
	0,65 – 0,75	Hladký beton na písek a štěrk - $I_D > 0,67$
	0,80 – 1,00	Hrubý beton na písek a štěrk - $I_D > 0,67$
Paul (26)	0,60	Beton na nesoudržnou zeminu
	0,40	Beton na soudržnou zeminu
Weber (27)	0,46	Beton na soudržnou a nesoudržnou zeminu

Tabulka 6 - Udávané specifické hodnoty koeficientu smykového tření

Scherle (22) udává koeficient smykového tření pro různé kombinace betonového povrchu a okolní zeminy. Rozlišuje mezi dvěma případy tření za podmínek bez úpravy tření a za podmínek suchého kluzného tření. Při nasazení mazací a stabilizační suspenze je koeficient smykového tření nezávislý na složení okolní zeminy.

Herzog (24) udává podobně koeficient smykového tření pro různé kombinace použitých materiálů a vše nasvědčuje tomu, že při použití mazací a stabilizační suspenze dojde až na jílovité zeminy, ke snížení koeficientu smykového tření.

Ebert (25) nám předkládá závislost hrubosti povrchu betonové konstrukce na různých zeminách, velmi detailně je popsán koeficient smykového tření u štěrků a jílu v závislosti na jejich ulehlosti.

3.2.1.6.1.2 Koeficient smykového tření μ jako funkční závislost na úhlu vnitřního tření zeminy φ' :

Tyto hodnoty jsou výsledkem praxe a dlouhodobých zkušeností, leč nejsou ověřeny experimentálně.

Zdroj	μ	Poznámka
Salomo (28)	$\tan \frac{1}{3} * \varphi' \leq \mu \leq \tan \varphi'$	Beton na zeminu
	$0,05 \leq \mu \leq 0,2$	Beton při použití bentonitu jako mazací a stabilizační suspenze
Walesky a Möcke (29)	$\mu = \tan(0,5 * \varphi')$	Střední hodnota
Wiener (30)	$\mu = \tan(0,75 * \varphi')$	-
Ebert (25)	$\tan(0,7 * \varphi') \leq \mu$ $\mu \leq \tan(0,9 * \varphi')$	-

Tabulka 7 - Koeficient smykového tření jako funkční závislost na úhlu vnitřního tření

3.2.1.6.1.3 Koeficient smykového tření μ jako funkční závislost na třecím úhlu δ :

Pro zatlačování tunelu je součinitel vnitřního tření určen z funkční závislosti na třecím úhlu mezi konstrukcí a napětím zeminy, jeho funkční rozmezí je ohraničeno:

$$-\delta = 0$$

Jako spodní hranice, vyvolanou například velmi kluzným kontaktem mezi konstrukcí a zeminou

$$-\delta = \varphi'$$

Jako horní hranice, protože třecí úhel nemůže být větší jako úhel vnitřního tření zeminy (při překročení této hodnoty dojde ke smykovým trhlinám v okolní zemině a ke ztrátě únosnosti).

Zdroj	δ	$\mu = \tan \delta$	Poznámka
Milligan a Marshall (31)	13°	0,23	Londýnský jíl
	19°	0,34	Tuhý glaciální jíl
	17°	0,31	Zvětralé jílovité břidlice
	32°	0,62	Nesoudržný písek/štěrk
	38°	0,78	Prachovitý písek
Winterkorn a Fang (32)	30°	0,58	Písčité štěrky
	22°	0,40	Písčito prachovitý štěrky
	30°	0,58	Suchý písek
	31°	0,60	Mokrý písek
	30°	0,58	Plně nasycený písek
	30°	0,58	Suchý prach
	30°	0,58	Mokrý prach

Tabulka 8 - Koeficient smykového tření jako funkční závislost na třecím úhlu

3.2.1.6.1.4 Koeficient smykového tření μ získaný experimentálními postupy:

Experimentálně bylo chování koeficientu smykového tření mezi betonem a různými zeminami ověřeno Pohlem (33), který provedl smykové zkoušky s rychlostí pohybu 30 mm/min a relativně malým zatížením do cca 36 kN/m². Vzorky zeminy se vyznačovaly vysokým stupněm ulehlosti $I_d=95-100\%$.

	Jemnozrnný až střednězrnný písek ($\varphi' = 32^\circ$)	Štěrk smíchaný s pískem ($\varphi' = 35^\circ$)	Tuhé jíly ($\varphi' = 30^\circ$)
Beton	0,52 ± 0,02	0,52 ± 0,02	0,64 ± 0,02

Tabulka 9 - Koeficient smykového tření dle Pohla (33)

Potyondy (34) prováděl experimenty v krabicovém smykovém přístroji mezi soudržnými a nesoudržnými zeminami s různými materiály, jako je ocel, dřevo a beton. Velmi záleželo na tom, zda byla hraniční smyková plocha mezi zeminou a zkoušeným materiálem suchá nebo mokrá. Potyondy (34) v této souvislosti rozlišuje koeficientem smykového tření získaného ze suché zkoušky resp. mokré zkoušky.

	φ'	δ	$\mu = \tan \delta$	φ'	δ	$\mu = \tan \delta$
Zatížení σ	5,16 kN/m ²			15,48 kN/m ²		
Písčité zemině suchá	44°30'			43°30'		
Hladký beton		39°30'	0,82		38°30'	0,79
Hrubý beton		44°00'	0,97		42°30'	0,91
Písčité zemině mokrá	39°00'			39°10'		
Hladký beton		34°40'	0,68		33°20'	0,65
Prachovitá zemině suchá	40°00'			39°10'		
Hladký beton		39°50'	0,82	0,82	39°10'	0,81
Hrubý beton		40°00'	0,84	0,84	39°10'	0,81
Zatížení σ	20,64 kN/m ²			41,28 kN/m ²		
Prachovitá zemině mokrá	29°50'			32°30'		
Hladký beton		29°50'	0,57		32°10'	0,60

V souhrnu Potyondy (34) dokládá, že nesoudržných zeminách velikost úhlu vnitřního tření φ' stejně jako třecího úhlu δ při vzrůstajícím zatížení mírně klesá, přičemž úhel vnitřního tření reaguje o něco citlivěji. To je velmi důležitý poznatek, který dokládá, že platí: Velikost úhlu vnitřního tření φ' stejně jako třecího úhlu δ je závislý na svislém zatížení.

3.2.1.6.2 Určení plášťového tření M

Pro určení velikost plášťového tření zatlačovaných tunelů najdeme v literatuře rozdílné postupy, které jsou většinou založené na zkušenosti z provedených staveb. Nové experimentální laboratorní pokusy i měření v terénu na stavbě se pokoušejí vyloučit či potvrdit jak funguje interakce mezi konstrukcí a zeminou při přenosu smykových sil, které se nacházejí na obvodu zatlačované konstrukce.

3.2.1.6.2.1 Praktické zkušenosti z měření na stavbě:

Zdroj	M [kN/m ²]	Poznámka
Krebs dle Steina (10)	15 – 30	-
Herrenknecht (35)	20 – 30	Hrubý povrch konstrukce
	12 – 15	Hladký povrch konstrukce
Häfelin a Kittel (36)	20 – 40	Suchá zemina – bez mazací-stabilizační suspenze
	10 – 15	Suchá zemina – s mazací-stabilizační suspenzí
	5 – 10	Pod hladinou podzemní vody s mazací-stabilizační suspenzí
Scherle (22)	10 – 20	s mazací-stabilizační suspenzí
	12 – 15	Pod hladinou podzemní vody
Weber (27)	8,4 ± 2	Štěrk, písek
	9,3 ± 1	Hlinitý písek
	7,3 ± 1	Hlíny
	5,7 ± 4	Jíly
Australané dle Auld (16)	13	Písek
	5 – 7,5	Jíly
	1	Jílovce
Stein (10)	10	-
	5	s mazací-stabilizační suspenzí
ASCE Standard (17)	2 – 3	Skála
	5 – 18	Jílovité břidlice
	5 – 20	Pevné jíly
	10 – 15	Měkké jíly
	5 – 20	Sedimenty
	25 – 45	Písek
	Do 45	Štěrk
Francie dle Aulda (16)	8 – 10	Jíly
	17	Prachovité zeminy
	20 – 30	Písčité zeminy
	50	Kompaktní štěrk

Tabulka 11 - Plášťové tření - praktické zkušenosti z měření na stavbě

Tyto průměrné hodnoty jsou získány dlouhodobým měřením na stavbě, přičemž nejsou zohledněny důležité vstupní údaje, jako je například výška nadloží a z toho plynoucí zatížení. Tomu odpovídají velké rozdíly v hodnotách plášťového tření, proto není vhodné s těmito údaji

dále pracovat, nicméně pro porovnání je tato tabulka poměrně výstižná, zejména u hodnot od stejných autorů liší se pouze podmínkami uvedených v poznámce.

3.2.1.6.2.2 Experimentální výzkum v laboratoři:

Z poznatků založených na teoretických výpočtech byly v laboratoři při pokusech (23) ověřovány ovlivňující parametry důležité provádění zatlačovaných tunelů. Zvláštní pozornost byla věnována zejména takovým vstupním parametrům, jako je výška nadloží a s tím související zatížení od zeminového masivu, dodatečné přitížení na terénu, délka protlačování, charakteristika zemin či velikost protlačované konstrukce a její povrchová úprava. Jako zemina byl zvolen písek s převahou jedné frakce a písek dobře zrněný. Povrchová úprava protlačované konstrukce byla zhotovena z betonu a z hladké oceli. Výsledky pokusu z měření velikosti plášťového tření M [kN/m^2] ukazuje následující tabulka:

Písek	Materiál konstrukce	Zatížení v kN/m^2		
		200	100	10
S jednou frakcí	Beton	86,4	50,3	8,4
	Ocel	10,3	7,6	4,9
Dobře zrněný	Beton	42,3	27,2	2,3
	Ocel	4,5	2,3	0,9

Tabulka 12 - Plášťové tření - Experimentální výzkum v laboratoři (23)

Yonan (23) v tomto pokusu ukazuje, že potřebná zatlačovací síla vzrůstá s rostoucím zatížením, resp. hloubkou pod povrchem u obou zkoumaných materiálů. Kromě toho bylo pokusem dokázáno, že při pohybu betonových konstrukcí vzniká počáteční odpor, který musí být překonán, jinak není pohyb možný.

V rámci zkoušky bylo při poměru Hloubka/Průměr konstrukce=3,75 přidáno dodatečné přitížení. Přičemž bylo dokázáno, že při vzrůstajícím přitížení vzrůstala i síla potřebná k zatlačení. Yonan (23) z toho pokusu vyvodil lineární závislost mezi zatlačovací silou a svislým tlakem zeminy působící na konstrukci.

$$\frac{F}{\pi * B * L} = c \cdot p$$

Kde:

F = Zatlačovací síla [kN]

B = Průměr zatlačovaného potrubí

L = Délka zatlačovaného potrubí [m]

c = Míra nárůstu třecího odporu s nárůstem normálového napětí [–]

p = vertikální napětí na konstrukci [kN/m^2]

Písek	Materiál konstrukce	Míra nárůstu c
Neomezené zatížení		
S jednou frakcí	Beton	1,50
	Ocel	1,38
Dobře zrněný	Beton	1,06
	Ocel	0,83
Omezené zatížení		
S jednou frakcí	Beton	0,35 – 0,37
	Ocel	0,04 – 0,13
Dobře zrněný	Beton	0,17 – 0,21
	Ocel	0,02 – 0,10

Tabulka 13 - Míra nárůstu třecího odporu (23)

U zatížení Yonan (23) rozlišuje mezi neomezeným zatížením, simulované skrz dodatečná přitížení a omezeným zatížením, kdy v zemině dochází k tvorbě klenbového efektu, což v důsledku vede ke zmenšení zatížení a tím i třecí síly.

Výsledky tohoto pokusu lze shrnout do následujících bodů:

- U hrubé betonové plochy vzniká při startu zatlačování přídavný odpor, protože konstrukce musí nejdříve překonat klidové tření (které je větší než tření za pohybu)
- Plášťové tření, resp. koeficient smykového tření je u hladkého ocelového povrchu asi o 60% nižší než u hrubého betonového povrchu.
- Zatlačovací síla je v zemině, kde převládá pouze jedna frakce asi o 70% vyšší než u dobře zrněných zemin

Velmi zajímavý výzkum provedl i Phelipot (37), který se věnoval vlivu nadvýrubu a injektážní suspenze na plášťové tření u zatlačovaných konstrukcí. Pokus byl prováděn s trubicí o průměru 54 a 57 mm v suchém dobře zhuštěném písku s různým zatížením simulující hloubku zatlačované konstrukce pod povrchem. Nadvýrub byl prováděn ve velikosti 3 mm. Jako injektážní směs byla zvolena bentonitová a polymerová suspenze. Výsledné plášťové tření je uvedeno v následující tabulce:

Ozn. testu	Přítížení [kN]	Uspořádání testu	Plášťové tření [kN/m ²]
D2	30	Bez nadvýrubu	10,2
D2	30	S nadvýrubem	1,3
D3	30	Bez nadvýrubu	10,0
D3	30	S nadvýrubem	1,1
G3	50	Bez nadvýrubu	13,5
G3	50	S nadvýrubem	1,3
D7	30	Bez injektáže	21,0
D7	30	S bentonitovou injektáží	4,2
G7	50	S bentonitovou injektáží	3,4
D8	30	Bez injektáže	16,5
D8	30	S polymerovou injektáží	2,8
G8	50	S polymerovou injektáží	3,4

Tabulka 14 - Plášťové tření v závislosti na nadvýrubu (37)

Injektážní suspenze byla provedena ze třech míst s konečným objemem, který odpovídá 1,55 násobku zatlačované trubky.

Z pokusu D2, D3 a G3 jasně vyplývá, že zřízením nadvýrubu došlo ve všech případech k redukci plášťového tření zhruba na jednu desetinu z hodnoty plášťového tření bez nadvýrubu a že účinek injektáže do nadvýrubu při pokusech D7 a G7 při použití bentonitové směsi přinesl snížení plášťového tření na jednu pětinu, respektive na jednu šestinu při použití polymerové injektáže.

Při pokusech s bentonitovou suspenzí Phelipot (37) odhalil způsob působení suspenze na zeminu. Za prvé suspenze proniká do póru mezi zrna zemin, kde se bentonitové částičky postupně usazují a utvářejí tzv. vnější filtr. A za druhé se na povrchu zemin mezi zeminou a nadvýrubem usazují částičky bentonitu, které však již nadále nepronikají do zemin a vytvářejí neproniknutelnou membránu, tzv. vnitřní filtr. Tím je výrazně omezena propustnost zemin, proto je možné přenést napětí skrz částičky bentonitu usazené v těchto filtrech. Vnitřní filtr navíc vytváří kluzné prostředí mezi zeminou a konstrukcí.

Injektáž nadvýrubu tedy způsobuje výrazný pokles tření mezi pláštěm konstrukce a zeminou, tedy je vhodné ji použít všude tam, kde je to možné. Je nutné si dát pozor v suchých zeminách, kdy přece jenom dochází k přesunu vody z injektážní směsi do okolní zeminy a zvýšená koncentrace bentonitových částeczek zapříčiňuje vyšší plášťové tření.

Při injektáži polymerovou suspenzí Phelipot (37) zjistil, že polymery také pronikají do zeminy, v níž vytvářejí zónu nasycení. Tato zóna je menší než u bentonitové suspenze. Všeobecně se ukázalo, že polymerová suspenze je efektivnější než bentonitová suspenze.

3.2.1.6.2.3 Reálná měření na stavbách při zatlačování:

V Anglii provedl Norris (38) rozsáhlá měření na pěti stavbách v různých geotechnických podmínkách a různých průměrech potrubí ze železobetonu.

Výsledná naměřená plášťová tření M jsou uvedena v tabulce:

Stavba	Nadloží [m]	Průměr [mm]	Zemina	Pozn.	Plášťové tření M [kN/m ²]
1	1,3 – 1,5	1200	Tužší jíly	Suché	1,5
				Mokré	6,2
2	7 – 11	1350	Zvětralé jílovité břidlice		1,5
3	11 – 21	1800	Londýnský jíl		7,6
4	7 – 10	1500	Prachovitý písek	Bez mazání	4,2
				S mazáním	1,7
5	4 – 7	1200	Písek a štěrk pod Hpv.	Bez mazání	22,0
				S mazáním	2,2

Tabulka 15 - Plášťová tření M - 1. část (38)

Při porovnání hodnot z tabulky získaných měření v terénu s teoreticky určenými hodnotami pro plášťové tření si můžeme udělat následující úsudek: U projektů 1, 2 a 4 se ukazuje, že potrubí bylo zatlačováno do stabilního a únosného prostředí, které prakticky nevyvozovalo žádný zeminový tlak, z čehož plyne, že výsledné plášťové je vyvozeno prakticky jenom samotnou váhou zatlačovaného potrubí. Při přitížení podzemní vodou docházelo k dosedání okolní zeminy na zatlačované potrubí, proto je naměřené plášťové tření o tolik větší. U pokusu číslo 4 docházelo bez použití mazací a výplňové suspenze k lokálnímu dosednutí zeminy zatlačované potrubí, díky čemuž také vzrostlo plášťové tření, zde je vidět výhoda injektáže, při které byla zajištěna stabilita nadvýrubu a nedocházelo k jeho lokálním poruchám.

Velký třecí odpor byl zaznamenán u projektu č. 3, který se nacházel ve velké hloubce v prostředí londýnských jílu, kdy docházelo po projetí řezné hlavy k jejich konsolidaci a dosednutí na protlačovanou konstrukci, čímž došlo k aktivaci velkého plášťového tření.

Výsledky stavby č. 5 stojí za zvýšenou pozornost. V nesoudržných zeminách byla za ostění po celé délce zatlačované konstrukce injektována mazací-stabilizační suspenze, která velmi efektivně bránila dosedání zeminy na povrch zatlačované konstrukce. Změřený pórový tlak byl po celé délce tunelu konstantní, což mimochodem umožnilo stejnoměrné rozprostření mazací-stabilizační suspenze za ostěním. Díky tomu se třecí úhel δ mezi konstrukcí a zeminou a stejně tak smykové napětí blížili nule.

Tímto měřením bylo dokázáno, že optimálně zvolená mazací-stabilizační suspenze, resp. velikost nadvýrubu, který je touto směsí dokonale a rovnoměrně vyplněn způsobí, že zatlačovaná konstrukce prakticky plave v injektážní směsi. Třecí odpor je tvořen vztakovou silou, která tlačí konstrukci proti dutině nadvýrubu.

Jako doplnění Norrisovy (38) studie byly změřeny Marschallem (20) další 4 stavby, u kterých se zkoumal vliv mazací-stabilizační suspenze na plášťové tření M resp. třecí odpor v rozličných geologických poměrech.

Stavba	Nadloží [m]	Průměr [mm]	Zemina	Pozn. mazání	Plášťové tření M [kN/m ²]
6	6 – 8	1500	Londýnský jíl	Horní hodn.	3,4
				Střed. hodn.	2,2
				Dolní hodn.	1,5
7	5 – 8	1000	Prachovitý písek	Bez mazání	11,0
				S mazáním	0,7
8	11 – 21	1800	Tužší jíly	Bez mazání	7,1
				S mazáním	0,3 – 2,2
9	5,5 – 6	1500	Velmi měkké jíly	Bez mazání	4,4
				S mazáním	2,4

Tabulka 16 - Plášťové tření M - 2. část (20)

V projektu číslo 6 byla zaznamenána dobrá účinnost mazací-stabilizační suspenze pouze v určitých oblastech. Přesto ani nejvyšší hodnoty plášťového tření nebyly příliš velké, protože Londýnské jíly byly poměrně stabilní a konstrukce se pohybovala po vrstvě složené z jílu a injektované suspenze. Ovšem po zastávkách musely být pro rozjezd konstrukce vynaložené velké tlačné síly. Toto chování je typické pro jílovité, kde tlačné síly v jílech s vysokou plasticitou jsou o mnoho vyšší než v jílech s nízkou plasticitou.

Projekt 7 se věnoval protlačení konstrukce skrz prachovitý písek pod hladinou podzemní vody za pomoci mazací-stabilizační suspenze. Injektážní směs byla do výrubu nad ostěním vháněna pod konstantním tlakem, který odpovídal tlaku podzemní vody. Bentonitová suspenze zde opět vytvořila funkční filtr, díky kterému zůstal výrub neporušen, a opět bylo dosaženo minimálního plášťového tření. Pouze porucha injektážní pumpy způsobila nedostatečné zainjektování nadvýrubu, což se ihned projevílo nutností použít vyšší tlačné síly.

Velmi dobrý účinek mazací-injektážní suspenze se projevil i v projektech č. 8 a 9. V prostředí tuhých jílu u projektu č. 8 zůstal výrub za ostěním stabilní a nejdříve probíhalo protlačování bez mazací suspenze, přesto bylo plášťové tření poměrně vysoké, proto bylo přistoupeno k injektáži, díky níž začalo potrubí ve výrubu plavat a plášťové tření se odehrávalo prakticky pouze na řezné hlavě. V těchto málo plastických jílech bylo po krátkém zastavení zaznamenáno pouze malé zvýšení plášťového tření a tím nutné zvětšení zatlačovací síly, při delší zastávce např. přes víkend byly startovací síly zřetelně vyšší. Toto zvýšení bylo připisováno částečné ztrátě injektážní suspenze do okolní zeminy, po opětovné injektáži se tlačné síly opět zmenšily.

V měkkých až plastických jílech projektu č. 9 byla konstrukce nejdříve protlačována bez injektážní suspenze, neboť třecí odpor by vzhledem k pevnosti zeminy relativně malý. Přesto bylo po jedné zastávce nutno vyvinout poměrně velké startovací síly, proto se dodavatel rozhodl pro použití injektážní suspenze, po jejímž aplikování klesly tlačné síly na přijatelnou úroveň.

Ve Francii analyzoval Pellet (39) protokoly od tlačných sil z 9 staveb s cílem prozkoumat vznik třecího odporu v závislosti na tlačných silách a vystihnout situace, kdy nabývá maximálních hodnot. Přitom byly zaznamenány hodnoty plášťového tření bez a s injektážní suspenzí.

Projekt	Nadloží [m]	Průměr [mm]	Nadvýrub [mm]	Zemina	Plášťové tření		Součinitel smyk. Tření μ
					Bez inj.	S injekt.	

Mont-morency 1	7	1080	30	Prachovitý písek s jíly	5,2	2,0	0,07
Mont-morency 2	4	1080	30	Plastické prachovité zeminy	5,8	3,2	0,1
Chatenay	6	960	10	Jemný písek	7,3	1,7	0,065
Champigny	5	640	20	Písčité jíly	5,3	2,8	0,09
Neuilly 1	5	640	20	Štěrkopísek	-	3-6,5	0,17-0,37
Neuilly 2	5	660	-	Štěrkopísek	-	3-9	0,17-0,5
Bordeaux 1	7	650	10	Písek	5,6	2,5	0,14
Bordeaux 2	7	650	10	Písek	4,5	1,8	0,1
Bordeaux 3	7	650	10	Písek	4,5	0,5	0,03

Tabulka 17 - Porovnání plášťového tření s injektáží a bez injektáže (39)

Plášťové tření bez použití injektážní směsi bylo změřeno pokaždé v prvních 20-30 m od počátku zatlačování. Přes poměrně rozdílnou geologii a průměry potrubí byly hodnoty plášťového tření přibližně stejné, pohybovaly se v rozmezí mezi 4,5 – 7,3 kN/m², přičemž nebyly zjištěny výrazné odchylky mezi soudržnou a nesoudržnou zeminou. Po nasazení injektážní suspenze došlo u všech staveb k výraznému snížení plášťového tření.

Pellet (39) toto vysvětluje, že na velikost plášťového tření má vliv nejen kvalita injektážní směsi, ale i její použité množství. Což se ukázalo zejména u hrubozrnné nesoudržné zeminy projektu Neuilly 1 a Neuilly 2. Zde bylo pro velikost plášťového tření rozhodující použití relativně malého množství injektážní směsi, kdy díky poměrně velkým mezerám mezi zrny štěrku nedošlo k vytvoření bentonitového filtru, čímž bylo způsobeno nekontrolovatelné odplavování injektážní směsi do zeminy. Naopak u projektu Bordeaux 3 bylo dosaženo extrémně nízké hodnoty plášťového tření, což Pellet (39) připisuje jednak dostatečnému množství injektážní směsi a také jejímu vhodnému složení z bentonitu, polymeru a dalších přísad (mikro kuličky).

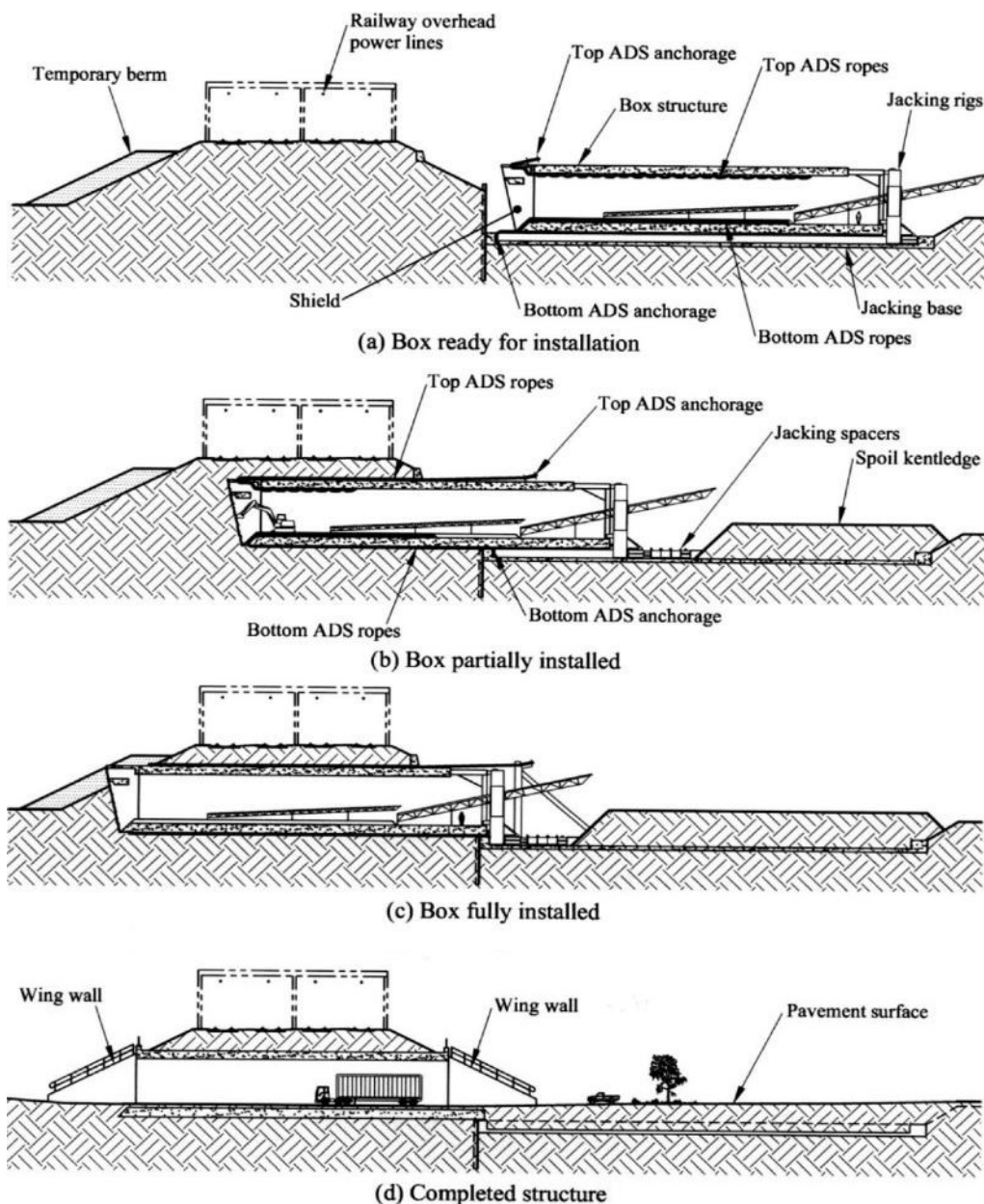
V soudržných zeminách projektu Montmorency 2 a Champigny došlo dle Pelleta (39) k deformaci výrubu až na protlačovanou rouru, protože změřený odpor smykového tření byl 2,5 – 6x vyšší než u srovnatelných staveb.

Tímto výzkumem Pellet (39) potvrzuje, že při správném použití a složení mazací-injektážní suspenze klesá vliv plášťového tření na velmi nízké hodnoty.

3.2.2 Princip protlačování hranatých konstrukcí a technická omezení

Teorie a princip fungování protlačovaných konstrukcí popsány v kapitole **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** platí všeobecně pro kulatá i hranatá díla. U hranatých konstrukcí ale navíc vzniká jedna nezanedbatelná komplikace, která bez dalších technických opatření znemožní protlačení velkých konstrukcí. U kulatých děl se počítá s nadvýrubem, který je stabilizován injektážní směsí a díky malým rozměrům a tvaru konstrukce se v zemině přirozeně vytváří horninová klenba, proto nedochází k plnému dosednutí zeminového nadloží na protlačovanou konstrukci a tření se odehrává mezi protlačovanou konstrukcí a injektážní směsí. U hranatých tunelů je tomu jinak, je zde totiž velké riziko, že během protlačování bude zemina okamžitě dosedat na povrch konstrukce ještě před tím, než může být aplikována injektážní směs nebo dojde k dosednutí i po aplikaci injektážní směsi. Tím se razantně zvýší třecí síly mezi konstrukcí a zeminou a protlačení nebude technicky proveditelné. Jeden ze systémů, které zabraňují dosednutí zeminy konstrukci, byl vyvinut v sedmdesátých letech 20. století ve Velké Británii pány Clarksonem a Ropkinsem, který je dnes známý pod názvem Ropkins System™ (40)

Princip Ropkins System™



Obrázek 3-14 - Princip Ropkins System™ (41)

Na obrázku vidíme typický postup výstavby protlačovaného tunelu pod železniční tratí za pomoci Ropkins System™. (41)

Na obrázku a) je vybetonovaný tunel ve stavební jámě, na čelní stěně je osazený řeznou hlavou a na konci je umístěna tlačná sestava. Na zmírnění tření mezi konstrukcí a zeminou je na horní a spodní plochu instalován tzv. anti-třecí systém, který se stává z ocelových lan, která jsou navinuta uvnitř protlačované konstrukce. Lano je dále provlečeno skrz štít na horní resp. spodní plochu konstrukce a ukotveno na portálu. Při průchodu štítem jsou lana důkladně promazána, aby bylo výsledné tření zmenšeno na minimální hodnotu.

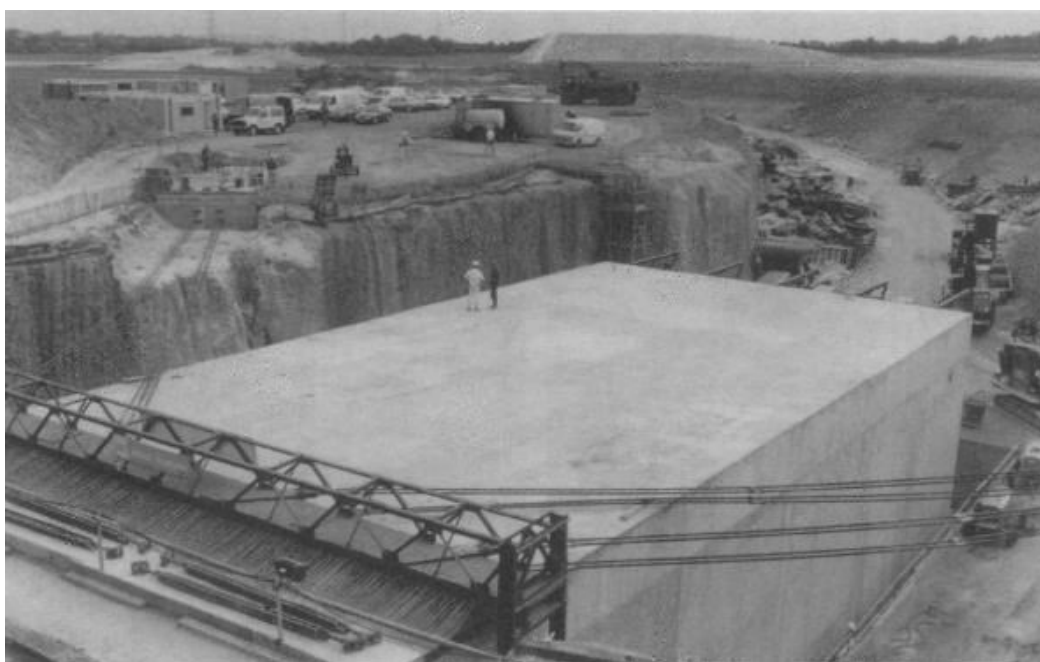
Na obrázku b) probíhá protlačování a tunel je částečně v zemině. Proveďte se odtěžení po předem daných intervalech cca 500-1000 mm, po odtěžení je tunel zatlačen dále do zeminy a takto se to opakuje, dokud není tunel protlačen.

Na obrázku c) je tunel již na svém místě, lana anti-třecího systému jsou odstraněna a prostor po nich zainjektován. Je demontována hlava a tlačná sestava.

Na obrázku d) je tunel kompletně hotový včetně navazujících terénních úprav a opěrných zdí.

3.2.2.1 Anti-třecí systém:

Z obrázku b) a c) je patrné, že pokud by byl tunel protlačen bez anti-třecího systému, došlo by ke strhávání zeminy nad tunelem ve směru protlačení a tím k poškození podcházené železnice. Stejně nebezpečí hrozí i pod tunelem, kdy by byla také strhávána zemina, a docházelo k nežádoucímu sedání. Hlavní výhoda tohoto systému spočívá v tom, že se při pohybu tunelu ve směru zatlačování instalovaná lana vůči zemině nepohybují, to znamená, že pohyb a třecí síly se odehrávají právě mezi lanem a plochou tunelu, čímž se výrazně zmenšuje celkové plášťové tření a tím pádem jsme schopni protlačovat velké konstrukce na dlouhé vzdálenosti. Je nutné počítat s tím, že se do lan při protlačování vnáší tahové napětí, které může dosahovat poměrně vysokých hodnot, proto je nutné tato lana na portálu dostatečně ukotvit. Boky tunelu bývají velmi často zainjektovány skrz štít nebo i stěny tunelu bentonitovou suspenzí, pouze v případech velkých bočních tlaků bývá anti-třecí systém nainstalován i na boky konstrukce. Na následujícím obrázku je vidět potřebné množství lan a jejich ukotvení do okolního terénu z důvodu nízkého nadloží nad protlačovanou konstrukcí.



Obrázek 3-15 - Ukázka lanového anti-třecího systému

3.2.2.2 Ochrana čelby během protlačování:

Protlačování probíhá nejčastěji ve velmi špatných geologických podmínkách v píscích jílech, hlínách, které jsou velmi často pod hladinou podzemní vody, proto je stabilita čelby jedním z nejdůležitějších parametrů pro bezpečné protlačení. Proto musí být každá řezná hlava navržena pro konkrétní podmínky, tzn., musí být rozčleněna dle potřeby stability a musí být z materiálů, které odolají tlakům během protlačování a opotřebení.

3.2.2.2.1 Řezná hlava pro smíšenou čelbu

Na obrázku je vidět rozdělená řezná hlava železničního tunelu o rozměrech 17x6,2 m, který byl protlačen pod železniční stanicí Lewisham v Londýně. Tento štít byl navržen pro smíšenou čelbu, kdy její horní polovina obsahovala písky, proto je štít zhotoven ze štíhlých ocelových profilů (které budou do písků při zatlačování lehce pronikat) a dolní plastické jíly, pro ty je nutné vytvořit dostatečnou oporu, proto byla zvolena železobetonová konstrukce štítu. Horní komory byly odtěžovány ručně, dolní pomocí mechanizace.



Obrázek 3-16 - Řezná hlava pro smíšenou zeminu

3.2.2.2.2 Řezná hlava ve zmražených nebo cementem proinjektovaných zeminách

Naproti tomu u 23 m vysoký a 9,5 m širokého propustku pro protipovodňová opatření města Dorney ve Velké Británii byl štít rozdělen pouze na 4 komory v plné výšce tunelu. To bylo způsobeno tím, že okolní písky a štěrkopísky musely být uměle zmrazeny, tím bylo dosaženo velmi dobrých pevnostních parametrů, a proto byla čelba velmi stabilní bez rozdělení štítu na menší díly.



Obrázek 3-17 - Řezná hlava pro zmražené nebo cementem proinjektované zeminy

3.2.2.3 Řízení směru protlačování

3.2.2.3.1 Řízení směru protlačování ve vertikálním směru

Dlouhé protlačované díly mají poměrně dobrou směrovou stabilitu ve vertikálním směru, která vyplývá z jejich dobrého poměru délka/výška. Ze začátku je tunel primárně zatlačován po vybetonované základně a k žádným odchylkám nedochází, při hlubším zatlačení do zeminy začínají působit lana Anti-třecího systému a udržují tunel v určeném směru dle sklonu nivelety. Vzhledem k tomu, že svislý tlak, kterým tlačí tunel na základovou spáru je podobný, ale spíše menší než originální tlak, tak nedochází k sedání, čímž je zabráněno, při zatlačování tunelu došlo k jeho „potopení“. Pokud je protlačována dlouhá konstrukce, je možné, aby byly všechny tlačné válce umístěny v úrovni základové desky tunelu, dlouhé tunely mají totiž velmi dobrou výškovou stabilitu, která toto umožňuje, na toto je nutné myslet při návrhu dimenzí a vyztužení takto namáhané konstrukce. Tam, kde jsou protlačovány krátké tunely nebo krátké tunely, které jsou sériově za sebe řazeny, je nutné řídit jejich vertikální směr. To je provedeno pomocí pístů, které jsou umístěny po celé ploše čela tunelů, a regulováním tlačné síly jednotlivých pístů lze korigovat směr. Proces zatlačování je dále zkomplikován tím, že po každém zatlačení je nutné zkontrolovat polohu všech dílů a v příštím kroku provést případnou korekci. Použití lan Anti-třecího systému na spodní ploše konstrukce může zabránit vychýlení sestavy krátkých tunelů, které by vzniklo v důsledku malých nesouměrných tlačných sil, ale nemůže zabránit vychýlení, které způsobí obsluha během zatlačení a počáteční chybě při zatlačení prvního dílu.

3.2.2.3.2 Řízení směru protlačování v horizontálním směru:

Dlouhé protlačované díly mají poměrně dobrou směrovou stabilitu v horizontálním směru, který vyplývá z jejich dobrého poměru délka/šířka. V počáteční fázi zatlačování je tunel obvykle veden ve vybetonovaných vodítkách a nedochází ke směrovému vybočení, když je tunel zatlačen hlouběji do zeminy, lze jeho horizontální směr řídit pomocí vyvolávání rozdílných tlačných sil na jednotlivé písty nebo skupiny pístů. U krátkých tunelů nebo u sestav krátkých tunelů se lze v počáteční fázi také spolehnout na vodítka, ale při tom je nutné kontrolovat správný směr a případně provádět korekce pomocí rozdílných tlačných sil na písty.

3.2.2.4 Rozměrové tolerance konstrukce a rovinatost povrchu

Štít je většinou navržen tak, že je o něco málo větší než protlačovaná konstrukce, aby nedocházelo k přímému kontaktu zeminy s konstrukcí a aby se skryly konstrukční tolerance. Je zřejmé, že nadvýrub musí být minimální, aby nedocházelo k nechtěnému vychýlení ze směru při protlačování. Proto je velmi důležité, aby plochy, které se pohybují v kontaktu se zeminovým prostředím, byly maximálně hladké, bez různých výčnělků a vad a musí splňovat plošnou rovinatost, nesmějí se v ploše kroutit nebo boulit. To je zajištěno používáním kvalitních materiálů, bednění, osvědčených postupů a důslednou kontrolou.

3.2.2.4.1 Typické tolerance pro tlačnou základnu jsou:

- ±15 mm rozměry tlačné základny
- ±5 mm na rovinatost povrchu
- ±3 mm pro sklon roviny tlačných pístů

3.2.2.4.2 Tolerance pro protlačovanou konstrukci včetně štítu jsou:

- ±15 mm rozměry tlačné základny
- ±5 mm na rovinatost povrchu

±10 mm odchylka kolmosti roviny desky od bočních stěn

±3 mm pro plochu, do které se opírají tlačné písky

Je běžné, že rozměry konstrukce a řezného hlavy jsou udány ve 3D souřadnicích.

3.2.2.4.3 Velikost nadvýrubu:

V měkkých zeminách je při konstruování samotného štítu důležité, aby jeho rozměry (zejména boky a horní plocha) byly o trochu větší, než je požadovaný profil tunelu a to ze dvou důvodů. Za prvé není možné provádět betonáže velikých monolitických dílců ve stavební jámě s přesností na jednotky milimetrů, proto je nutné, aby řezná hlava byla větší, než je požadovaná tolerance při betonáži. Za druhé nesmí dojít k přímému kontaktu mezi zeminou a protlačovanou konstrukcí, jinak okamžitě enormně vzroste plášťové tření a protlačování se stane takřka nemožné. Na druhou stranu nesmí být tento nadvýrub příliš velký, protože by mohlo dojít k nadměrnému sednutí jak konstrukce, tak i terénu. Proto je kladen velký důraz na co nejpresnější betonáž celé konstrukce, zejména jejich ploch. Typické velikosti nadvýrubu jsou 10 mm ve dně a 15 mm na stěnách a u stropu.

Pokud budeme tunel protlačovat ve tvrdých a soudržných zeminách je nepraktické používat razící štít, protože síly nutné pro jeho zatlačení do zeminy jsou příliš velké. V tomto případě je doporučeno mít štít pouze jako vodítko po obvodu konstrukce. Pozornost se musí věnovat správnému nastavení přeražení v horní části konstrukce, které musí být omezeno na minimum, vzniklý prostor musí být injektován. Ve spodní části štítu není vhodné uvažovat jakýkoliv nadvýrub, protože pak není zaručeno, že půjde, díky anti-třecím systému, správně řídit vertikální směr konstrukce.

3.2.2.5 Protlačované konstrukce provedené pomocí Ropkins System™

V následujících kapitolách vám představím jednotlivé stavby, které byly provedeny pomocí zatlačování a Ropkins System™, abych ukázal, že se jedná o poměrně běžnou a bezpečnou technologii tunelování.

3.2.2.5.1 Podchod pro pěší a cyklisty, Didcot, Oxfordshire, Anglie (42)

Délka – 30 m

Šířka – 5,9 m

Výška – 3,6 m

Jedna z menších protlačovaných konstrukcí je podchod pro pěší a cyklisty pod čtyřkolejnou železniční tratí u města Didcot v Oxfordshiru v Anglii, který zjednodušil přístup obyvatel z nové občanské výstavby do centra města. Pro výstavbu podchodu byla dána omezující podmínka, že provoz na železniční trati nesmí být odkloněn nebo přerušen, proto byla zvolena technické řešení s protlačovaným tunelem. Horní hrana konstrukce podchodu je umístěna pouhých 1,7 m pod železničním svrškem. Ani geologie není příliš příznivá, vrstvy jílu se střední plasticitou jsou překryty hlínami smísené se štěrkem. Hladina podzemní vody se nacházela pod budovanou konstrukcí.

Celý podchod byl předem vybetonován ve stavební jámě na jedné straně železnice. K čelní straně byla přimontována řezná hlava a na horní plochu byl instalován patentovaný proti-třecí systém (Anti-drag system ADS), který zabezpečil nemožnost posunutí vrstev zeminy nad tunelem a tím pádem i železniční tratě ve směru zatlačování. Odtěžování bylo provedeno pomocí mechanizace a odvoz materiálu z tunelu pomocí pásových dopravníků.



Obrázek 3-18 - Podchod pro pěší a cyklisty, Didcot – při protlačování

Při protlačování byla rychlost vlaků omezena na 40 mph u vysokorychlostních resp. na 20 mph u regionálních vlaků. Od zakousnutí řezné hlavy tunelu do zeminy trvalo celkové protlačení 5 dní a maximální vygenerovaná tlačná síla byla 800 t.

Při zatlačování byly pravidelně sledovány deformace železniční trati. Maximální sednutí, které nastalo nad střední částí konstrukce, dosahovalo 75 mm. Maximální vodorovný posun ve směru zatlačování byl změřen hodnotou 25 mm. Měřené deformace narůstaly pomalu a předvídatelným způsobem. Tunel se povedlo protlačit s horizontální přesností 25 mm, ve vertikálním směru byl tunel osazen o 55 mm (na konci protlačení), resp. o 15 mm (na začátku protlačení) níže.

Po dokončení protlačení byla ocelová lana proti-třecího systému odstraněna a vzniklý prostor zainjektován. Pro dokončení celé stavby byly následně provedeny definitivní opěrné zdi a chodníky a podchod byl uveden do provozu.



Obrázek 3-19 - Podchod pro pěší a cyklisty, Didcot – po dokončení

3.2.2.5.2 Tunel pro silniční dopravu, West Thurrock, Essex, Anglie (43)

Délka – 30 m

Šířka – 16,5 m

Výška – 9,5 m

Po vybudování nákupního centra Lakeside a rozvoji občanské výstavby byl stávající železniční podjezd mezi Upminstrem a Grayem nedostatečný, proto bylo rozhodnuto o vybudování

nového železničního podjezdu, který by dopravní situaci vyřešil. Vzhledem k tomu, že po obou stranách železnice je vedení vysokého napětí a Britské železnice nedovolili uzavření tratě během výstavby, bylo rozhodnuto, že podjezd bude vybudován pomocí technologie protlačování.

Geologie se skládala z křídových hornin, které byly překryté nesoudržným pískem, který vyplňoval i dutiny v křídovém podloží.

Celý tunel byl vybetonován u svahu stavební jámy na jedné straně železnice. Na přední stranu byla připevněna řezná hlava. O pohon tunelu se staralo 5 hydraulických tlačných válců, které byly opřeny do zadní části betonové konstrukce.



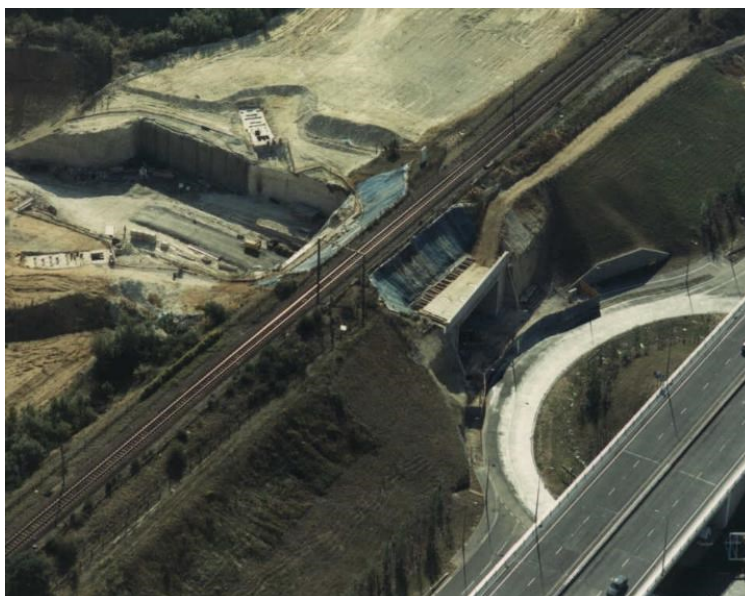
Obrázek 3-20 - Tunel pro silniční dopravu, West Thurrock - při protlačování

Anti-třecí systém byl nainstalován na horní a dolní ploše konstrukce. Lana horního anti-třecího systému zajišťovala, aby při posunu nedošlo ke strhávání zeminy ve směru posunu, dolní Anti-třecí systém umožnil přesné vedení tunelu při zasouvání, po dokončení protlačení byly naměřené odchylky od projektovaného stavu pouhých 15 mm. Celková předpokládána svislá deformace 100 mm a vodorovná deformace 15 mm rovněž nebyla překročena.

Horní dva metry tunelu byly odtěžovány ručně, dolních 7,5 m pomocí těžké mechanizace. Během prací byla rychlost trati omezena na 20 mph.

Během zatlačování docházelo k problémům se stabilitou čelby, kdy docházelo k vysypávání písků z čelby do tunelu, proto musely být takové shluky písků předem proinjektovány, aby došlo k jejich zpevnění. Maximální dosažená tlačná síla se vyšplhala na hodnotu 3500 t. Samotné protlačení bylo provedeno za pouhých 9 dní.

Součástí zakázky bylo zhotovení i portálů a opěrných zdí. V té době se jednalo o největší projekt zatlačovaného tunelu ve velké Británii a metody a techniky při něm použité byly tak inovativní, že se tento projekt stal součástí dokumentárního pořadu BBC – Svět zítřka.



Obrázek 3-21 - Tunel pro silniční dopravu, West Thurrock - po protlačení

3.2.2.5.3 Tunel pro silniční dopravu, Silver Street station, Londýn, Anglie (44)

Délka – 2x30 m

Šířka – 12,5 m

Výška – 9,5 m

Obzvláště náročný projekt představovala výstavba dvou silničních tunelů pod železniční stanicí Silver street, v Edmontonu na severu Londýna, která je součástí severního dálničního okruhu.

Vzhledem k omezeným prostorovým možnostem, kdy nebylo možné vytvořit dostatečně velkou stavební jámu, ve které by byla celá konstrukce vybetonována a posléze protlačena, byla vyhloubena pouze malá stavební jáma. Proto byl tunel rozdělen na segmenty a postupně vybetonován na povrchu, jedna trouba se skládala z 30 jednotlivých segmentů, kdy každý vážil 160 tun a byl jednotlivě spouštěn do stavební jámy, kde se spojil s již usazenými segmenty. Takto vytvořená konstrukce byla postupně zatlačována.

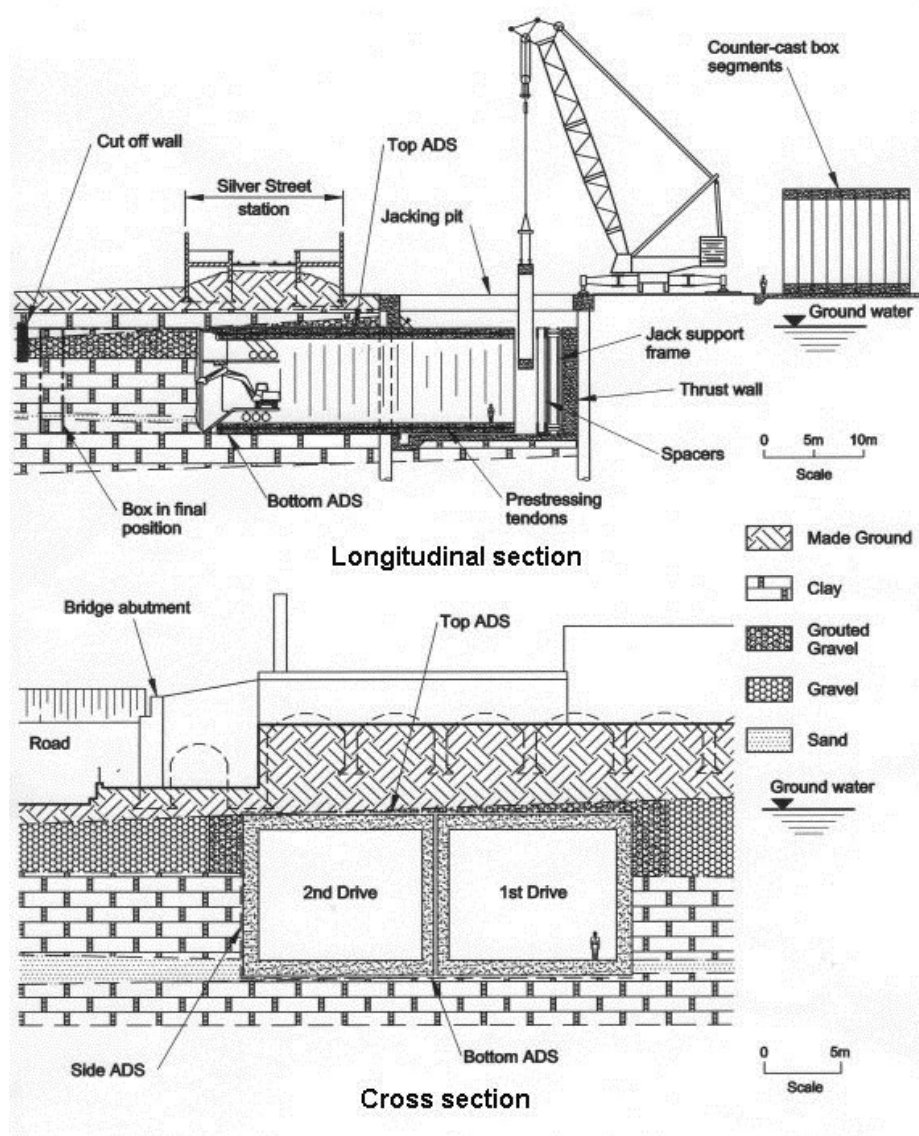
Na čele stavební jámy byl postaven štít, za který se postupně připojovaly segmenty tunelu, v zadní části jámy bylo instalováno tlačné zařízení. Vzhledem k tomu, že konstrukce byla montovaná z jednotlivých segmentů ve stavební jámě, musely působit tlačné síly ve všech čtyřech rozích konstrukce. To umožnilo přesné rozložení nutných sil při zatlačení, čímž nedošlo k výrazným odchylkám konečného osazení tunelu od projektovaného stavu.



Obrázek 3-22 - Tunel pro silniční dopravu, Silver Street station - Prefabrikované ostění



Obrázek 3-23 - Tunel pro silniční dopravu, Silver Street station - Ukládání segmentu do stavební jámy



Obrázek 3-24 - Tunel pro silniční dopravu, Silver Street station - schéma

Geologické podmínky byly velmi obtížné, vrstvu zvodnělých štěrků překrývala vrstva překosolidovaných jílu obsahující vrstvy písků s natlakovanou hladinou podzemní vody. Ke stabilizaci a pro zlepšení vlastností zemín byla okolo tunelu vytvořena obálka z cementových injektáží. V profilu byly nainstalovány odvodňovací vrty, které vypustily nahromaděnou

podzemní vodu z profilu protlačovaného tunelu. Do řezné hlavy byla nainstalována příčná zesilující žebra, aby přenesly zvýšený boční tlak při průchodu vrstev překonstolidovaných jíílů.

Severní tunel byl dokončen jako první. Vzhledem k tomu, že jižní tunel musel projít v blízkosti mostních základů, bylo během protlačování jižního tunelu provedeno zpěvnění zeminy pod těmito mostními základy.

U obou protlačovaných tunelů byl použitý anti-třecí systém, který byl nainstalován na horní i dolní ploše protlačovaných konstrukcí a u jižního tunelu i na boční straně u mostního základu.

Protlačení každého tunelu trvalo přibližně 4 týdny a na každý bylo nutno vyvinout tlačnou sílu 5500 tun. Po dokončení protlačení byly lana anti-třecího systému odstraněna a prostor po nich zainjektován.

Navzdory špatným prostorovým a geologickým podmínkám se povedlo tunely osadit s přesností 25 mm oproti projektovanému stavu. Maximální hodnota sedání daná projektem na 75 mm byla také dodržena. Během výstavby byla rychlost vlaků omezena na 20 mph, po dokončení prací byly koleje vyrovnány do původní nivelety. Vzhledem k deformacím došlo k poškození nástupiště stanice, proto byly po dokončení stavby opraveny dlažby, oplechování a provedeny nové povrchové úpravy svislých konstrukcí.

3.2.2.5.4 Železniční tunel, Železniční stanice Lewisham, Londýn, Anglie (45)

Délka – 48 m

Šířka – 17 m

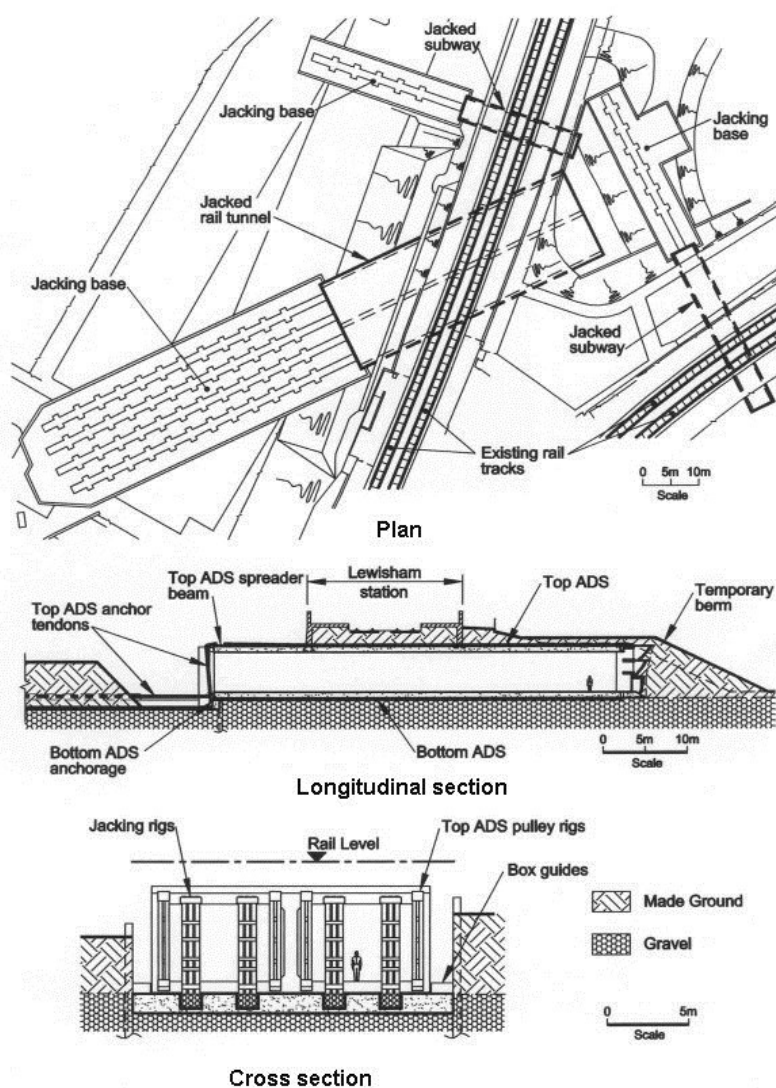
Výška – 6,2 m

Z důvodů rozšíření Docklandské železnice bylo nutné pomocí tunelů podejít stávající dvoukolejnou železniční zastávku Lewisham, včetně kolejiště a nástupiště. Nadloží nad budoucím tunelem bylo velmi nízké, pouhých 1,7 m a navíc trasa nové trati křížovala stávající zastávku pod prudkým úhlem. Geologie opět není příliš příznivá, obsahuje písčité jíly, které jsou překryty hlínami, navíc jsou na stávající zastávce patrné poklesy a v pravém dolním rohu nového tunelu byl přítomen stávající propustek.



Obrázek 3-25 - Železniční tunel, Železniční stanice Lewisham - Konstrukce připravená k protlačení

Řezná hlava byla zkombinována z ocelových břitů a betonových stěn, kdy ocelové břity byly umístěné v horní části a zajišťovaly průchod písčitými zeminami, oproti tomu betonová část řezné hlavy byla ve spodní části a zabezpečovala podporu čelby proti plastickým jíílům.



Obrázek 3-26 - Železniční tunel, Železniční stanice Lewisham – Schéma

Anti-třecí systém byl nainstalován na horní a spodní části zatlačované konstrukce, boky tunelu byly zajištěny pomocí bentonitové injektáže, která zároveň působila jako mazadlo pro snížení plášťového tření. Vzhledem k velmi nízkému nadloží a poměrně příkrého úhlu zatlačované konstrukce vůči stávajícímu terénu, bylo velmi složité ukotvení lan Anti-třecího systému. Lana nebyla ukotvena do portálu, ale pomocí série kladek, které byly umístěny na zadní straně zatlačované konstrukce, do tlačné základny. Během zatlačování se síla v lanech dostala až na hodnotu 800 tun. Během zatlačování se také musely korigovat zatlačovací síly na jednotlivých lisech, kdy hrozilo, že díky šikmé poloze tunelu vůči zemině dojde k jeho vybočení.

Všechny tyto problémy se povedlo úspěšně vyřešit a tunel byl protlačen do své polohy s tolerancí do 25 mm, při maximální tlačné síle 4500 t. Maximální svislé sedání bylo do 75 mm. Vzhledem k uchycení Anti-třecího systému došlo ale také k poměrně velké vodorovné deformaci 70 mm.

Stávající železniční trať i stanice byly při protahování plně funkční a během prací došlo pouze k malým škodám, které byly následně opraveny.



Obrázek 3-27 - Železniční tunel, Železniční stanice Lewisham – Po dokončení

3.2.2.5.5 Vodní propustek, Dorney, Berkshire, Anglie (46)

Délka – 50 m

Šířka – 27 m

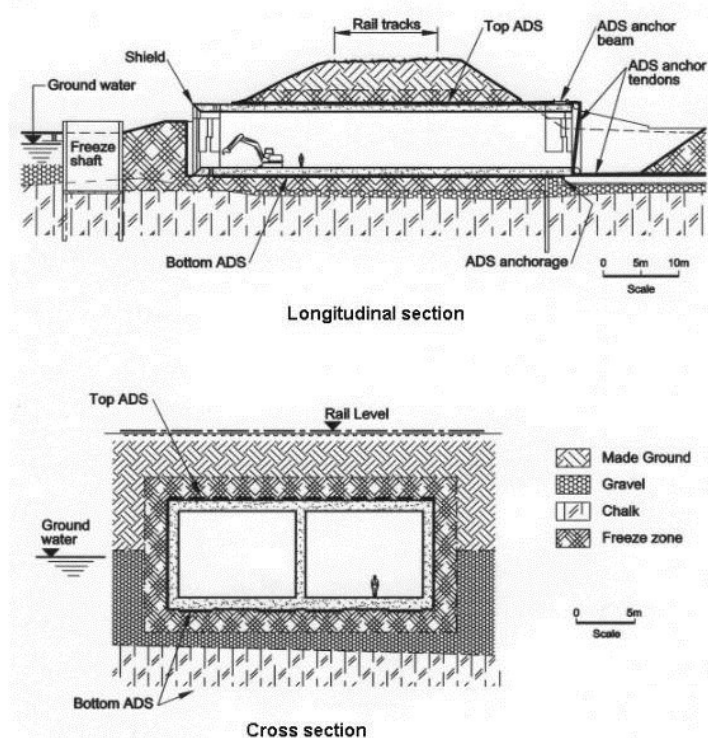
Výška – 9,5 m

Pro zmírnění povodňových škod na řece Temži, bylo rozhodnuto, že bude vybudován 7 mil dlouhý odvodňovací kanál, který odvede povodňovou vlnu od obydlených oblastí. V cestě tomuto kanálu stál 12 m vysoký násep 4 kolejné hlavní železniční trati.

Geologie byla opět velmi nepříznivá. V horní části byly zastiženy jílovité zeminy, ve spodní části jsou zvodnělé písky a štěrky s výškou hladiny podzemní vody cca 1,5 m nad dnem propustku. Původně bylo zamýšleno, že pro zajištění stability zeminy při výstavbě tunelu budou z náspu provedeny stabilizační injeckáže, nicméně po provedené injeckážních pokusů, se ukázalo tato úprava jako nedostatečná a nemohla být zaručena stabilita zeminového prostředí během výstavby. Jako jediný způsob, jak umožnit výstavbu propustku bylo provést zmrazení zvodnělých štěrkopísků.



Obrázek 3-28 – Vodní propustek, Dorney – Při protlačování



Obrázek 3-29 - Vodní propustek, Dorney – Schéma

Standartní způsob zmrazení se provádí pomocí série svislých vrtů, do kterých je vháněno chladící medium, což zde díky železniční trati nebylo možné, proto byly po vyhloubení stavebních jam obou portálu provedeny vodorovné vrty a do nich umístěno potrubí s chladícím medium. Při vrtání se vyskytlo mnoho problému, především díky k přítomnosti velkých balvanů, ale za tři měsíce bylo vyvrtáno 180 vrtů o průměru 90 mm a zemina byla zmrazena. Tím došlo k drastickému zlepšení geotechnických parametrů zmrazené zeminy, která umožňovala na štítu otevření svislé stěny bez rizika nestability.

Ati-třecí systém byl umístěn na horní a spodní plochu zatlačované konstrukce. Aby nedocházelo k přimrznutí ocelových lan k betonové konstrukci, byly do konstrukce protlačovaného tunelu nainstalovány topné kabely.

Po provedení zmrazení bylo zahájeno protlačování, vzhledem k tomu, že zmrazené štěrkopísky měly pevnost podobnou slabšímu betonu, byla pro rozpojování zeminy použita fréza.

Během zatlačování tunelu byla rychlost na trati omezena na 60 mph. Zatlačování trvalo 28 dní a maximální tlačná síla se ustálila na hodnotě 6000 tun.

Maximální hodnota sedání byla 70 mm, ve vodorovném směru nedošlo k žádnému posunu. Tunel byl nainstalován s vodorovnou přesností do 30 mm, ovšem ve svislém směru došlo díky zmrazené půdě a odporu řezné hlavy k mírnému vyzdvižení o 150 mm na jedné straně resp. o 20 mm na druhé straně, což ale stále bylo v předepsané toleranci.

Ve své době to byl nejdelší protlak takto velké konstrukce, který byl proveden ve zmrzlé půdě.



Obrázek 3-30 - Vodní propustek, Dorney – Po dokončení

3.2.2.5.6 Dálniční tunely, Boston, Massachusetts, USA (47)

Délka – 106,8 m

Šířka – 24 m

Výška – 10,8 m

Jakým způsobem lze vybudovat čtyřproudou dálnici pod významnou železniční tratí bez jejího omezení? Před tímto problémem stál tým, který pracoval na části dopravní tepny dálnice I90 a I93, která je nazývána jako „Big dig“, což je dosud největší městský tunel v americké historii. Stavba tunelu pod železnici většinou zahrnuje přerušení nebo omezení provozu a výstavbu hloubeného tunelu s následnou obnovou železniční trati. V tomto případě nebyl tento způsob výstavby možný, protože tratí projede denně přes 300 vlaků včetně rychlovlaků Amtrak. Ze tří možností podchodu pod tratí (ražba, hloubení, protlak) bylo po zvážení všech požadavků a rizik nejlevnější a nejúčinnější zhotovit tunely protlakem. Protlačování snižuje objem vytěžené zeminy a minimalizuje kontakt s podpovrchovými překážkami, jako jsou inženýrské sítě, staré základy a jiné podzemní objekty. Navíc je zde hladina podzemní vody pouhé 2 metry pod železniční tratí a geologie je velmi nepříznivá, zvodnělé písky, velmi plastické jíly, rašeliny a mořské sedimenty.



Obrázek 3-31 - Dálniční tunely, Boston - Letecká fotografie staveniště

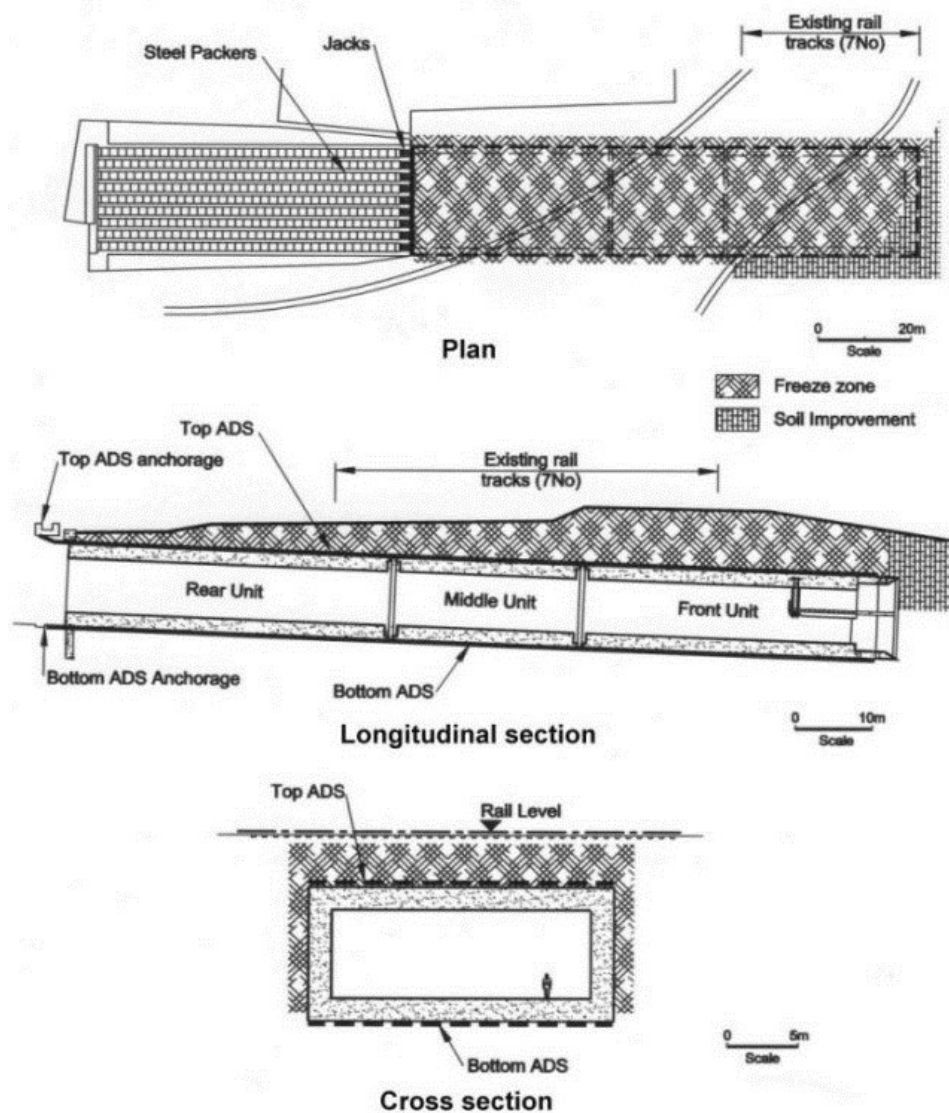
Tunel byl vybetonovaný ve stavební jámě a vzhledem k celkové délce přesahující 100 m byl rozdělen do 3 pracovních sekcí. Zatlačování probíhalo pod mírným sklonem směrem z kopce. Před každým zatlačením byla na čelbě odtěžena zemina v ploše celého tunelu do hloubky cca 80-100 cm, tato operace trvala 10-14 hodin, samotné protlačení této vzdálenosti bylo provedeno za 1-2 hodiny. Bez dalších úprav zeminového prostředí by takto naplánovaná těžba nebyla možná. Zvodnělé zeminy mají velmi špatné geotechnické parametry, a kdyby se odtěžovalo bez jejich vylepšení, došlo by ke kolapsu čelby a ke zřícení železniční trati. Jako nejlepší způsob vylepšení parametrů bylo navrženo zmrazování, čímž došlo k proměně nestabilní zeminy na zeminu o parametrech o málo horších, než má beton, což zajistilo bezproblémovou stabilitu čelby a bezpečné odtěžování. Pro zmrazení bylo provedeno několik tisíc, do matice rozmístěných, vrtů délky 21 m, do kterých bylo umístěno potrubí s chladícím médiem, které bylo ochlazené na -32°C , čímž došlo ke zmrazení zeminy v nutném objemu. Vždy, když řezná hlava narazila na potrubí, tak příslušné potrubí bylo deaktivováno a v rámci výrubu odřezáno.



Obrázek 3-32 - Dálniční, tunely, Boston - Konstrukce při protlačování

Konstrukce tunelu byla navržena jako velmi robustní a silně vyztužená, aby odolala, jak zatížení od zeminy tak tlačným silám. Tlačná síla byla vyvolána pomocí sestavy hydraulických válců, kdy každý válec dokázal vyvinout tlak 1000 tun, při sestavě 30 hydraulických válců byla k dispozici tlačná síla o velikosti 30000 tun. Tato síla byla opřena do betonového bloku, který dále roznášel zatížení do okolní zeminy. Po dosažení maximálního zdvihu, který jsou schopné hydraulické válce vyvinout, byly stlačeny do původní polohy a mezi konstrukci tunelu a válce byly vloženy ocelové trubky, které přenášely tlačnou sílu, tento cyklus se několikrát opakoval.

Pro zmenšení tlačných sil byl také zde nainstalován ani-třecí systém, bez kterého by protlačení nebylo vůbec možné. Systém byl tvořen soustavou 18 mm namazaných lan, které zajišťují přenos zeminového napětí na konstrukci při zachování minimálního tření. Lana byla umístěna v cívkách na stropě tunelu a procházela skrz štít mezi tunelem a zeminou, jejich konec byl pevně ukotven na stěně stavební jámy.



Obrázek 3-33 - Dálniční, tunely, Boston – Schéma

3.2.2.5.7 Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A, Northamptonshire, Anglie (48)

Délka – 45 m

Šířka – 14 m

Výška – 8,5 m

Při budování průmyslové oblasti v okolí Swan Valley bylo nutno zajistit zlepšení dopravní průjezdnosti v okolí sjezdu 15A dálnice M1. Zlepšení se stává ze dvou nových kruhových objezdů, vylepšeného sjezdu z dálnice a z nového dvoupruhového tunelu pod stávající dálnicí.

S cílem minimalizovat omezení pro 112 000 vozidel, která denně projedou po dálnici, byla jako metoda pro výstavbu podjezdu zvolený protlačovaný tunel. Jinak by došlo k uzavírkám jednotlivých jízdních pruhu během výstavby hloubeného tunelu a tím ke značnému omezení dopravy na dálnici.



Obrázek 3-34 – Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A – Konstrukce při protlačování

Dálniční násep se skládá z pevných jílovitých zemin vylepšených vápnem ze stavby násypu. Hladina podzemní vody se nachází až pod patou násypu.

Horní líc tunelu je navržen pouhých 1,5 m pod vozovkou dálnice. Pro zajištění stability čelby byl betonový štít rozdělen na 3 výškové sekce a opatřen ocelovými břity. Výkop v horní úrovni byl prováděn ručně, ve dvou spodních úrovních pomocí mechanizace.

Anti-třecí systém byl umístěn na horní a spodní plochu konstrukce, ale opět díky nízkému nadloží, nemohla být horní lana ukotvena do portálu, ale pomocí série kladek, které byly umístěny na zadní straně zatlačované konstrukce, do tlačné základny. Během zatlačování se síla v lanech dostala až na hodnotu 350 tun.

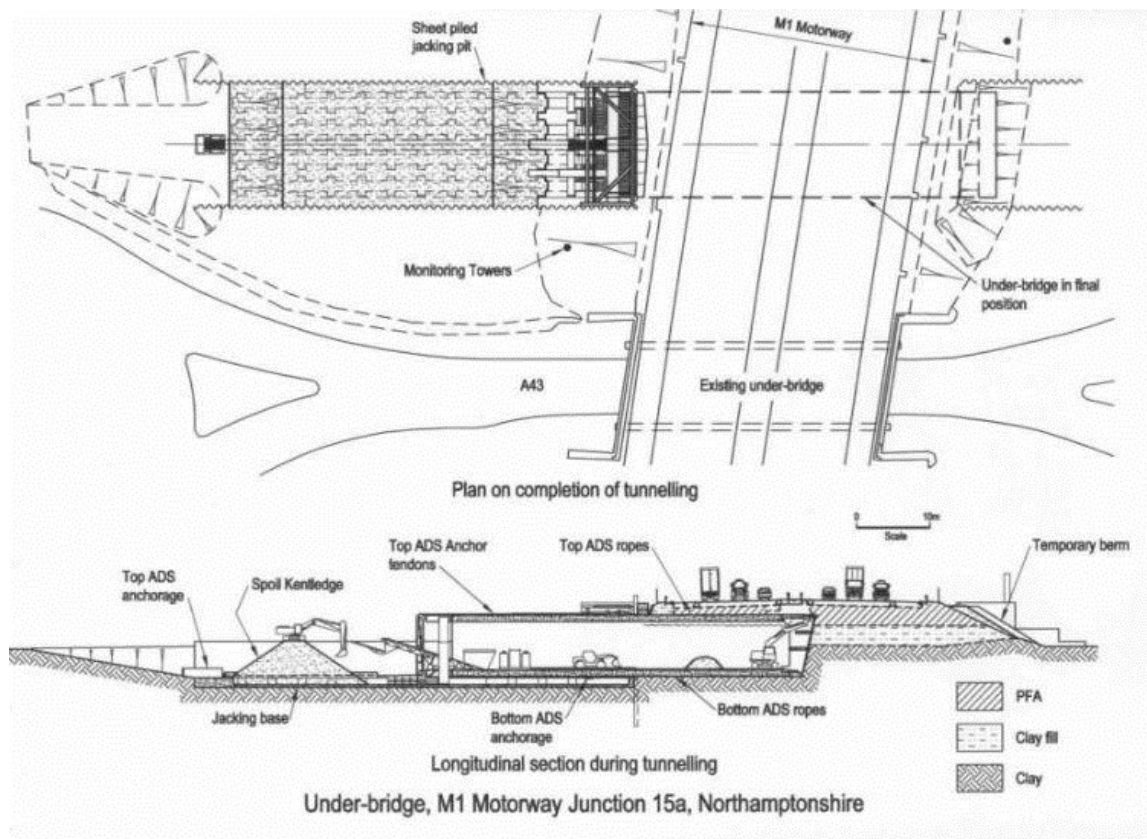


Obrázek 3-35 - Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A – Pohled na řeznou hlavu



Obrázek 3-36 - Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A – Těsně po protlačení

Tunel byl protlačen na své místo s tolerancemi 60 mm ve svislém směru, resp. 30 mm ve vodorovném směru a musela být vynaložena maximální tlačná síla 4800 tun. Protlačování trvalo 3 týdny. Během sledování deformací na povrchu nedošlo k překročení předpokládaných hodnot a práce proběhly bez jediného přerušení dopravy. První aplikace této technologie pod provozovanou dálnicí se ukázala jako velmi úspěšná.



Obrázek 3-37 - Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A – Schéma

V následující tabulce najdeme shrnutí provedených protlačovaných konstrukcí provedené pomocí Ropkins System™.

č.	Projekt	Rozměry			Nadloží	Datum	Geologické podmínky	Úprava zeminy	Tlačná síla
1	Podchod pro pěší a cyklisty, Didcot, Oxfordshire, Anglie	Délka 30,0 m	Šířka 5,9 m	Výška 3,6 m	2,0 m	1989	Vrstvy jílu se střední plasticitou jsou překryty hlinami smíšené se štěrkem. Hladina podzemní vody se nachází pod budovanou konstrukcí	-	2400 tun
2	Tunel pro silniční dopravu, West Thurrock, Essex, Anglie	Délka 30,0 m	Šířka 16,5 m	Výška 9,5 m	8,0 m	1991	Křídové horniny, které jsou překryté nesoudržným pískem, který vyplňuje i dutiny v křídovém podloží.	-	6000 tun
3	Tunel pro silniční dopravu, Silver Street station, Londýn, Anglie	Délka 2x44,0 m	Šířka 12,5 m	Výška 10,5 m	7,0 m	1995	Vrstvu zvodnělých štěrků překrývá vrstva překosolidovaných jílu obsahující vrstvy písků s natlakovanou hladinou podzemní vody	Okolo tunelu byla vytvořena obálka z cementových injektáží. V profilu byly nainstalovány odvodňovací vrty.	6400 tun
4	Železniční tunel, Železniční stanice Lewisham, Londýn, Anglie	Délka 48,0 m	Šířka 17,0 m	Výška 6,2 m	1,7 m	1998	Písečné jíly, které jsou překryty hlinami	-	4800 tun
	3 podchody pro pěší, Železniční stanice Lewisham, Londýn, Anglie	Délka 32,0 m	Šířka 4,4 m	Výška 3,65 m	2,0 m				1200 tun
5	Vodní propustek, Dorney, Berkshire, Anglie	Délka 50,0 m	Šířka 23,0 m	Výška 9,5 m	6,0 m	1999	Jílovité zeminy, zvodnělé písky a štěrky s výškou hladiny podzemní vody cca 1,5 m nad dnem propustku.	Zmrazování zeminy	7200 tun
6	Dálniční tunely, Boston, Massachusetts, USA	Délka 106,8 m	Šířka 24,0 m	Výška 10,8 m	6,0 m	2001	Zvodnělé písky, velmi plastické jíly, rašeliny a mořské sedimenty.	Zmrazování zeminy	44989 tun
7	Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A, Northamptonshire, Anglie	Délka 45,0 m	Šířka 14,0 m	Výška 8,5 m	1,6 m	2002	Pevných jílovitých zeminy vyplněných vápnem ze stavby násypu. Hladina podzemní vody se nachází až pod patou násypu.	-	4800 tun

Tabulka 18 - Souhrnná tabulka projektů provedené pomocí Ropkins System™

3.2.3 Postup výstavby

3.2.3.1 Vyhloubení stavební jámy

Stavební jámy pro severní a jižní vestibul budou zajištěny pomocí kotvených milánských stěn s hlavovým trámem. Tloušťka milánských stěn je navržena 1,2 m. Výkop stavební jámy bude probíhat po jednotlivých etážích, kde kotevní úroveň bude 0,5 m nad úrovní výkopu. Veškeré dimenze vychází z hloubky založení stanice, úrovně hladiny podzemní vody, zatížení okolní zástavbou, případně dopravou a geotechnického průzkumu. Pro vytvoření milánské stěny na severním vestibulu stanice budou použity jednozáběrové až třízáběrové lamely o rozměrech 2,5 – 7,4 m. V místech, kde milánská stěna těsně přiléhá ke stávajícím stavebním konstrukcím, budou použity jednozáběrové lamely, které budou navíc ještě prováděny ob jednu, aby se co nejvíce snížilo riziko možných poruch staveb. V některých místech podél stávajících stavebních objektů bude nutné před zakotvením první kotevní úrovně provést rozepření stavební jámy, aby nedocházelo k velkým deformacím ještě před zakotvením. V ostatních místech, kde nebude možno použít kotvení pramencovými kotvami, nebo nevyhoví hloubka založení pod dno jámy (převážně nad tunelem) budou použity tahové mikropiloty, hřebíky, nebo trysková injektáž. Na každé pracovní etáži bude zřízena provizorní dočasná jímka.

3.2.3.2 Úprava zeminového prostředí mezi čelními stěnami stavební jámy

Před vytvořením otvoru pro protlačení stanice o rozměrech 21,1x9,1 m bude nutné provést úpravu zeminového prostředí, jak z hlediska pevnostních a deformačních parametrů, tak z hlediska přítomnosti podzemní vody tak, aby po vybourání okna v podzemní stěně zůstala podzemní stěna i odhalená zemina stabilní. Pro vylepšení parametrů prostředí a jeho odvodnění jsou možné dvě varianty. Odvodnění zeminy pomocí odvodňovacích vrtů nepřichází v úvahu, protože snížením hladiny podzemní vody dojde ke změně efektivních napětí a tím k sednutí zeminového masivu a nadzemní zástavby.

3.2.3.2.1 Zmrazování

Technologie zmrazení zemin je ve světě běžně používaná metoda pro provedení vylepšení parametrů zeminy ve vysoce zvodnělém prostředí. Principem této metody je, že volná voda obsažená v pórech zeminovém masivu je umělými technickými prostředky proměněna v led, čímž dojde ke značnému vylepšení fyzikálních vlastností zeminy. Výsledkem této přeměny je zmrzlá hornina, kterou bychom svými vlastnostmi mohli přirovnat k betonu třídy C10/12-C12/15, která navíc vytvoří nepropustnou bariéru, čímž je zabráněno pronikání další nechtěné podzemní vody.

Technologie zmrazování můžeme tedy použít velmi různorodých geologických podmínkách, které jsou zvodnělé. Výsledné vlastnosti zamražené zeminy jsou závislé zejména na její tepelné vodivosti, protože čím je menší tepelná vodivost zeminového prostředí, tím je delší proces zmrazování a tím nižší jsou výsledné pevnostní parametry. S tím úzce souvisí i přirozená nehomogenita vrstevnatého prostředí, kdy písky a štěrkopísky promrznou poměrně snadno s vysokou kvalitou dosažených parametrů a naopak jíly, které promrzají dlouho, a není dosahováno takových pevností.

Proces zmrazování lze rozdělit do tří fází:

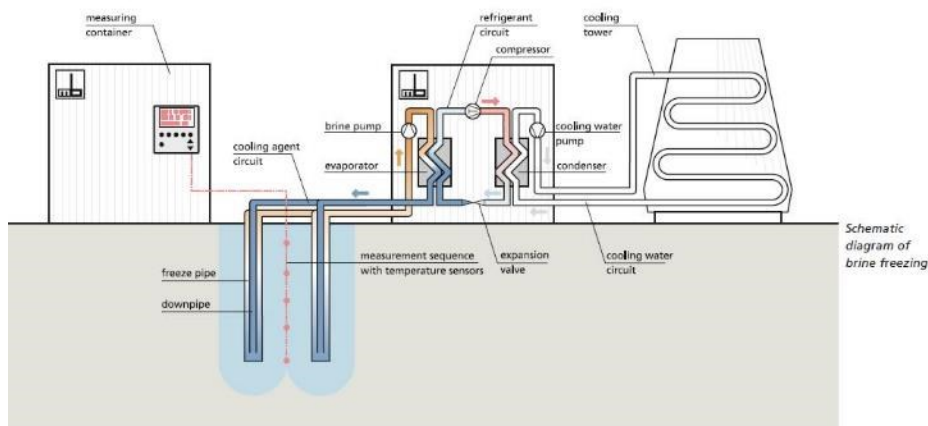
- 1. Fáze – Tato fáze se nazývá fází aktivní, kdy vlivem technického mrazícího prostředku dochází k postupnému ochlazení skeletu zeminy a vody až do fáze, kdy se skupenskou

přeměnou stane z vody led. Kolem vrtu se postupně začíná zvětšovat oblast zmrzlé zeminy až na požadovanou velikost. Tato fáze je doprovázena objemovými změnami (led má cca o 4% větší objem než voda). Těmto změnám lze zabránit řízeným odpouštěním přesného množství vody odvodňovacími vrty. Dále je tato fáze z hlediska nákladů a vynaložené energie nejnáročnější.

- 2. Fáze – Nazývaná také jako fáze pasivní má za úkol udržet zeminu ve zmrzlém stavu. Během této fáze se provádějí stavební operace. Náklady na energie v této fázi jsou asi 2-3x menší než u aktivní fáze
- 3. Fáze – Rozmrazení. Tato fáze je zahájena po dokončení stavebních prací. Do vrtů přestaneme vhnět chladicí médium a počkáme, až zemina sama roztaje nebo v případě uzavřeného solankového systému můžeme chladicí médium ohřát na teplotu 40°C a nechat jí proudit ve vrtech. Výhodou tohoto systému je, že lze regulovat teplotu média v jednotlivých vrtech, čímž zajistíme rovnoměrné roztátí zeminy v různých geologických vrstvách. Při tomto procesu vznikají opět objemové směny, tentokrát se zmenšením objemu, což může mít za následek sedání nadloží.

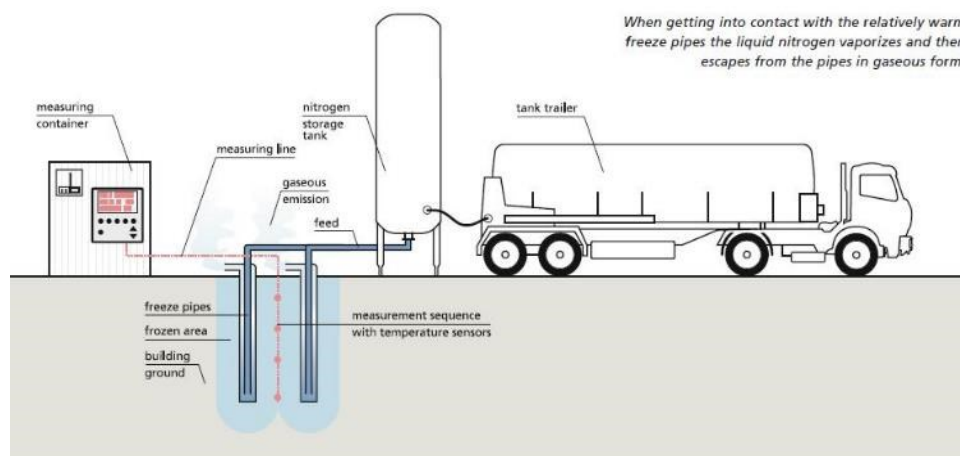
Zmrazovací média můžeme rozdělit do dvou základních typů. Podle typu zmrazovacího média rozlišujeme systémy uzavřené (solanka) a otevřené (tekutý dusík).

- Uzavřený systém – se solankou (voda smíchaná se solemi). Je to systém, kde chladicí médium má v trubkách uzavřený oběh a je ochlazován zmrazovací stanicí. Připodobnit to lze k principu ledničky nebo tepelného čerpadla. Pro zmrazování je potřeba značný příkon elektrické energie, je to okolo 1200 kW. Tato metoda je vhodná pro díla většího rozsahu.



Obrázek 3-38 - Schéma mrazící stanice solanky

- Otevřený systém – s tekutým dusíkem. Do vrtu je hadicemi ze zásobníků vhnět tekutý dusík o teplotě -196°C, který je po ochlazení zeminy vypouštěn při teplotě -60°C až -70°. Tento vypouštěný plyn je zdravotně nezávadný a má vysoký teplotní gradient. Hodí se pro zmrazování menších děl.



Obrázek 3-39 - Schéma mrazicí stanice tekutého dusíku

Porovnání obou systémů	
Otevřený systém – Tekutý dusík	Uzavřený systém - Solanka
Rychlé šíření mrazu	Pomalé šíření mrazu
Krátká doba pro vytvoření zmrzlé zeminy (2-10 dní)	Delší doba pro vytvoření zmrzlé zeminy (15-60 dní)
Chladicí prostředek (tekutý dusík) je spotřebován, nelze recyklovat	Značné energetické nároky, chladicí médium lze recyklovat
Rychlé nasazení celé technologie, nutnost neustálého přísunu chladicího média.	Na stavbě musí být nainstalována chladicí jednotka se všemi periferiemi
Mrazicí kapacita se rychleji přizpůsobí měnícím se podmínkám (regulace teploty jednotlivých vrtů)	Mrazicí kapacita nemůže překročit výkon instalované chladicí jednotky
Vhodné použití při malých objemech a krátké doby výstavby	Vhodné použití při velkých objemech a dlouhé doby výstavby
Zemina ani ovzduší není znečištěno odpadními látkami (šetrné k životnímu prostředí)	Zemina ani ovzduší není znečištěno odpadními látkami (šetrné k životnímu prostředí)

Tabulka 19 - Porovnání otevřeného a uzavřeného systému zmrazování zemin

Doporučení - vzhledem k objemu prací bude v našem případě vhodnější použití uzavřeného systému se solankou.

3.2.3.2.2 Injektáže

Cílem injektáží je celkové vylepšit pevnostní a deformační parametry zeminového prostředí a zamezit pronikání podzemní vody do prostoru, ve kterém bude probíhat protlačování. Injektáže budou probíhat z obou čel stavebních jam. Vzhledem k tomu, že se s přibývajícím hloubkou postupně se měnící skladbě geologických vrstev musíme zvolit dvě metody injektáží, jedině tak můžeme zajistit požadované vlastnosti upraveného zeminového prostředí.

- Injektování štěrkovito-písčité terasy a horních vrstev nejrozloženějších Královských břidlic

V tomto geologickém prostředí lze poměrně úspěšně použít metody tryskové injektáže, kdy na zeminové prostředí působí rotující paprsek stlačeného vzduchu a vody, čímž dochází k rozrušení zeminy v nejbližším okolí, do takto rozbitého prostředí je vtlačena cementová směs, která následně vytvrdne a vytvoří únosnou a vodotěsnou bariéru, tzv. sloupce tryskové injektáže. V našem případě bychom prováděli mírně ukloněné vrty

v trojúhelníkovém rastru 1x1 m. Nevýhoda této horizontálně prováděné tryskové injektáže je, že nejprve musíme odvodnit zeminu, jinak bychom do vrtu nebyli schopni vpravit cementovou směs, při snížení hladiny podzemní vody dojde vlivem změn efektivních napětí v zemině k nechtěnému sednutí nadzemních objektů. Naopak při samotném provádění tryskových injektáží dochází ke značnému tlakovému působení do okolní zeminy a vzhledem k tomu, že jsme velmi mělce pod stávající zástavbou, je velmi pravděpodobné, že bude tímto nežádoucím zatížením ovlivněna a dojde k dalším pohybům a deformacím.

- Injektování horninového prostředí Královských břídic

V horninovém prostředí nelze použít tryskové injektáže, protože nedojde k efektivnímu rozrušení okolního prostředí tlakem vodního paprsku. Proto musíme použít metody horninové tlakové chemické injektáže na bázi vodního skla. Cílem této injektáže je nahradit vodu nacházející se v puklinách a pórech horninového prostředí chemickou látkou, která po svém vytuhnutí znemožní proudění podzemní vody, čímž hornina získá lepší pevnostní a deformační parametry, protože nebude docházet k vyplavování a degradaci horniny vystavené proudící vodě. Vzhledem ke geologickému popisu Královských vrstev zvolíme vrtu pro horninovou injektáž v trojúhelníkovém rastru 1x1 m.

Doporučení – vzhledem k negativním vlivům na okolní objekty při tryskové injektáži štěrpkopískové terasy nedoporučuji při protlačování ve variantě 1a) provádět úpravu zeminového prostředí pomocí injektáží.

3.2.3.3 Výstavba Železobetonového lože

Železobetonové lože slouží jako podkladní konstrukce pro vybetonování konstrukce tunelu a po jejím horním líci zároveň dochází k posunu protlačované konstrukce. Základová deska zároveň slouží k přenosu síly z tlačné stanice do zeminového prostředí. Konstrukce je uvažovaná jako železobetonová z železobetonu C45/55 o půdorysném rozměru 45,15x25,1 m. Minimální tloušťka desky je 1 m, maximální tloušťka u tlačné stanice je 2,5 m resp. 3,5 m v délce 11,5 m a na celou šířku jámy. Během betonáže je kladen maximální důraz na přesnost povrchu a výslednou povrchovou úpravu tak, aby byl beton co nejpřesnější a nejhladší. V místě tlačné stanice je deska založena na dvojici podzemních stěn šířky 1 m, délky 3 m a hloubky 13 m zakotvených do skalního podloží. Dvojice podzemních stěn bude od sebe vzdálena 2 m o celkovém počtu 2x11 ks.

3.2.3.4 Tlačné stanice

Tlačná stanice se skládá ze sestavy 21 ks hydraulických válců o maximální tlačné síle 800 tun a délce vytažení 2,2 m. Hydraulické válce tlačné stanice jsou zakotveny do železobetonové základové desky. Celková délka dráhy protlačování je 38,5 m, proto je nutno prodloužit jejich tlačnou sílu postupným přidáváním dvoumetrových kusů, navzájem spojovaných, ocelových prodlužovacích ocelových trubek z oceli S355 o celkové délce 18x2+1,9=37,9 m. Pro prodlužovací potrubí jsou navrženy trubky o vnějším průměru 600 mm a tloušťce stěny 20 mm. Na celou délku nevyhoví při daném zatížení 8000 kN trubka na vzpěr, proto je nutné každých 5 m zajistit potrubí proti vzpěru ocelovou konstrukcí.

3.2.3.5 Konstrukce stanice

Na připravenou základovou desku bude vybetonovaný protlačovaný díl stanice z vodonepropustného betonu C50/60. Konstrukce není zaizolovaná hydroizolačním souvrstvím.

Jedná se o železobetonovou krabici o rozměrech 38,4x21,1x9,1 m, která je z čelních stran otevřená. Konstrukce je tvořená základovou deskou o tloušťce 900 mm, na kterou navazují po obvodu stěny tloušťky 900 mm, z horní strany je konstrukce uzavřena stropní deskou opět tloušťky 900 mm. Uprostřed rozpětí je sloupový nosný systém se sloupy 1,2x0,75 m výšky 3 m ve vzdálenosti po 6,3 m. Do základové a stropní desky jsou sloupy vetknuty pomocí masivních průvlaků výšky 2,6 m (do základové desky), resp. 1,7 m (do stropní desky). Během protlačování bude prostor mezi sloupy vybedněn ocelovou konstrukcí pro zvýšení tuhosti konstrukce ve směru protlačování. Celá konstrukce bude vybetonována kontinuální betonáží v jednom betonovacím kroku, v opačném případě se bude muset věnovat zvýšená pozornost izolování pracovních spár proti pronikání podzemní vody.

Na vnější líc celé konstrukce je nutné instalovat elektrické topné rohože, aby nedocházelo k přimrznutí konstrukce k zemině během protlačování.

Konstrukce musí být vybetonována velmi přesně a mít hladký povrch.

3.2.3.6 Samotné protlačení konstrukce do druhé stavební jámy

Po provedení všech nezbytných přípravných kroků, jako je zajištění a vyhloubení stavební jámy, úprava zeminového prostředí, výstavbě tlačné stanice s podkladní deskou a vybetonování konstrukce stanice, můžeme přikročit k samotnému protlačování.

Při protlačování je nejdůležitější zajištění správné funkčnosti anti-třecího systému, v žádném případě nesmí celkové plášťové tření překročit maximální tlačnou sílu, kterou jsme schopni vyvolat. Proto budeme mezi zeminu a ostění odvíjet ocelová lana o průměru 12 mm, která na jednom konci zůstanou zakotvena na portálu tunelu tak, aby nedocházelo k jejich pohybu, a na druhé straně budou umístěny smotané v rolích uvnitř protlačované konstrukce, kde budou z čela protlačování dle potřeby postupně odvíjena do prostoru mezi zeminu a konstrukci dle postupu protlačování. Zbylý prostor bude zainjektován bentonitovou směsí s polymery snižující tření. Na čelo protlačované konstrukce bude po celém jejím obvodu umístěn ocelový předštitěk (řezná hlava) délky cca 0,5, který nám zajistí provedení nadvýrubu o tloušťce 15 mm, do tohoto prostoru budou ukládána anti-třecí lana a prováděna injektáž. Tím bude zajištěno, že vzájemné tření bude probíhat mezi pohybující se protlačovanou konstrukcí a ocelovými lany, zakotvenými do portálu. Zemina tedy nebude zatížena protlačovacími silami.

Postup protlačování bude probíhat v opakujících se záběrech:

- Těžba zeminy na celý profil tunelu – záběr cca 1 m. Vzhledem k tomu, že se bude jednat o upravenou zeminu (injektáže, zmrazení) bez přítomnosti podzemní vody doporučujeme pro rozpojování použít zemní frézu, která se osvědčila při podobných projektech
- Zatlačení konstrukce – do vytěženého prostoru zatlačíme stanici při současném odvíjení anti-třecích ocelových lan a bentonitové injektáže za ostění do nadvýrubu.

Tento postup budeme opakovat, dokud neprotlačíme celou konstrukci.

Po skončení protlačování postupně odstraníme ocelová lana a vzniklý prostor vyinjektujeme. Tímto způsobem omezíme nebezpečí sedání.

3.2.4 Výpočty

3.2.4.1 Použitý software

Pro 2D výpočty byl použit software GEO 5 2016.

Pro 3D výpočty byl použit software Midas GTS NX 2015 (v.2.1) .

Pro dimenzování ocelových nebo železobetonových prvků a konstrukcí byl použit program FINE EC v5.

3.2.4.2 Výpočet tlačné síly

Tlačná síla je funkce přímo závislá na hodnotě plášťového tření, který musí překonat, určení hodnoty plášťového tření je v podstatě tím nejzásadnějším výpočtem. Jeho hodnota nám určí celkovou velikost tlačné síly, ze které vyplyne návrh tlačné stanice a zatížení na konstrukci tunelu, stavební jámy a zeminového prostředí.

Pro výpočet plášťového tření je provést několik kroků. Prvním krokem je vypočítat normálové napětí, které působí na konstrukci během protlačování, protože z během zatlačování vznikají na povrchu konstrukce smyková napětí, díky třecím silám mezi plochou konstrukce a přilehlou zeminou. Síla, která přenáší kontaktní napětí mezi zatlačovanou konstrukcí a zeminou je nazývána Plášťové tření. Z klasické mechaniky a mechaniky zemin pak vychází tento vztah:

$$M = \mu * \sigma$$

Kde:

M = Plášťové tření

σ = normálové napětí na konstrukci [$kN.m^2$]

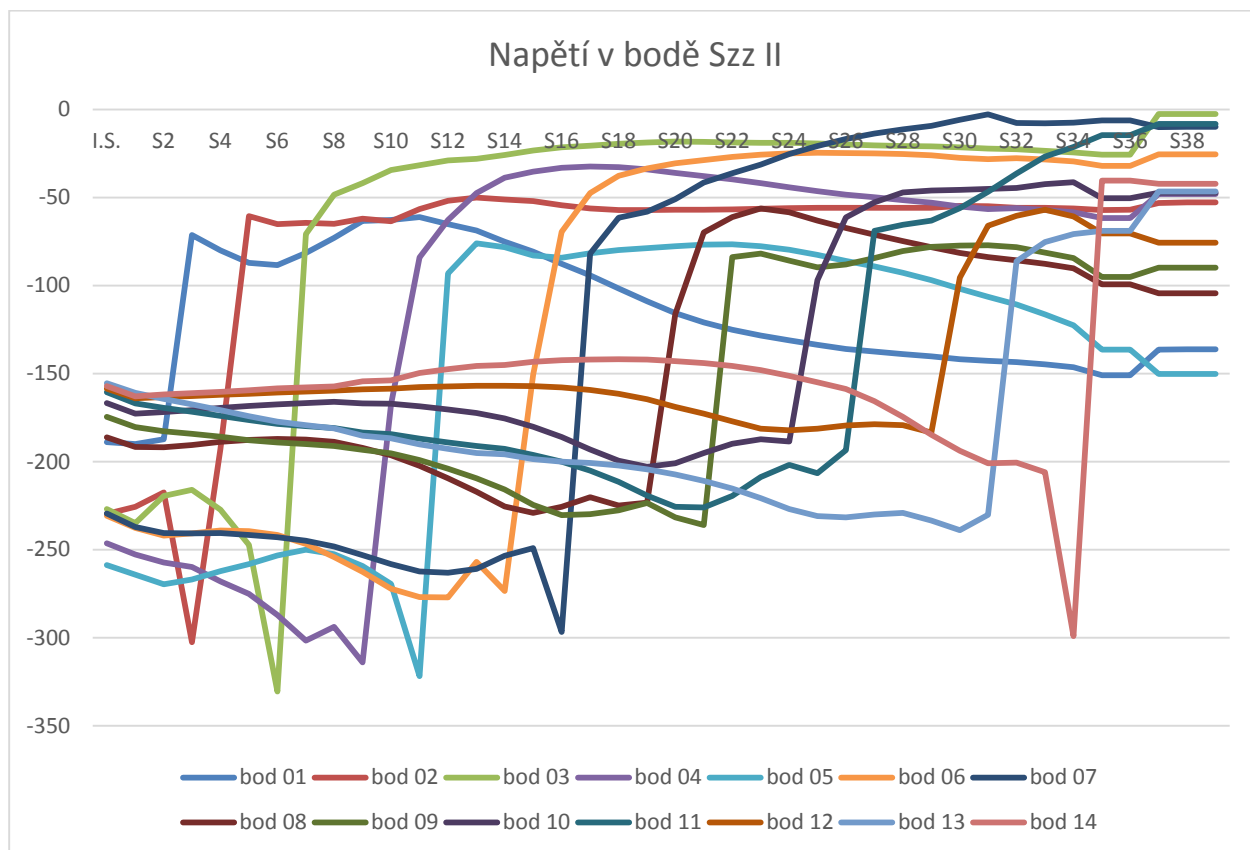
μ = součinitel smykového tření [–]

3.2.4.2.1 Výpočet normálového napětí na konstrukci

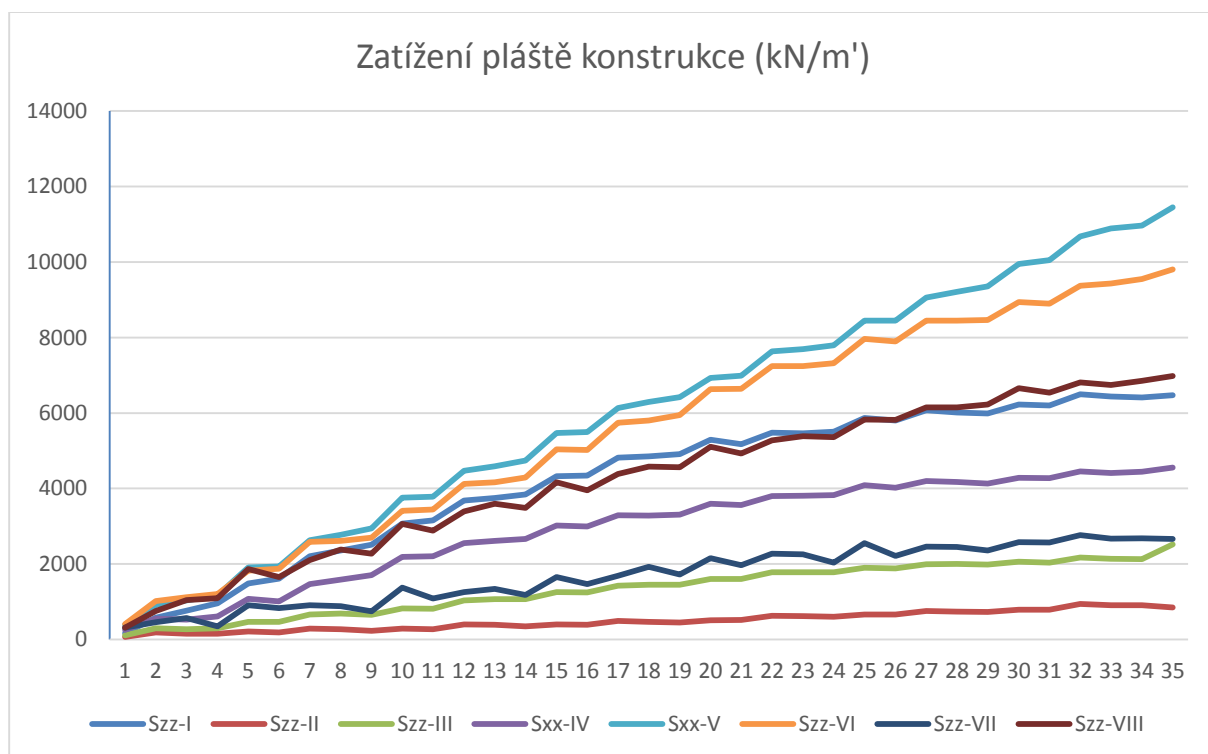
Pro výpočet normálového napětí na stěny protlačovanou konstrukci byl zvolen kompletní 3D model zeminového prostředí se zohledněním nadzemní zástavby, včetně jejího zatížení na základovou spáru. Základní čárový 3D model byl proveden na základě geotechnického průzkumu (skladba, mocnost a parametry jednotlivých geotypů), geodetického zaměření stávajícího stavu, archivních výkresů stávající zástavby a tvaru a polohy stanice v zemině. Tento čárový model byl přeexportován do programu MIDAS GTS NX, ve kterém byla vytvořena geometrie, ze které byla vytvořena síť. Délka modelu a celého tunelu je 35 m, proto byl zvolen postup ražeb vždy po jednom metru a celý postup byl rozdělen do 39 fází.

- Iniciační fáze – Zde je zjištěn základní napjatostní stav v zemině
- 1. fáze – Úprava parametru zeminy (zmrazení)
- 2. fáze – Vyražení 1. metru na plný profil tunelu
- 3. fáze – Vytvoření ŽB ostění tunelu v prvním metru a vyražení dalšího metru
- 4.-37. fáze – Cyklické opakování ražby a vytváření konstrukce
- 38. fáze – Upravené zemině jsou vráceny původní parametry (rozmrazení)
- 39. fáze – Úprava ŽB konstrukce do finálního tvaru (odstranění výplní mezi sloupy na nástupišti)

V jednom příčném řezu bylo v zemině blízko konstrukce vybráno celkem 8 bodů, na horní hraně konstrukce budeme sledovat vývoj normálových napětí ve svislém směru, tyto body označíme jako Szz-I, Szz-II a Szz-III, na boční straně budeme sledovat dva body, tentokrát nás zajímá napětí ve vodorovném směru Sxx-IV a Sxx-V, na dolní straně konstrukce vybereme opět tři body, ve

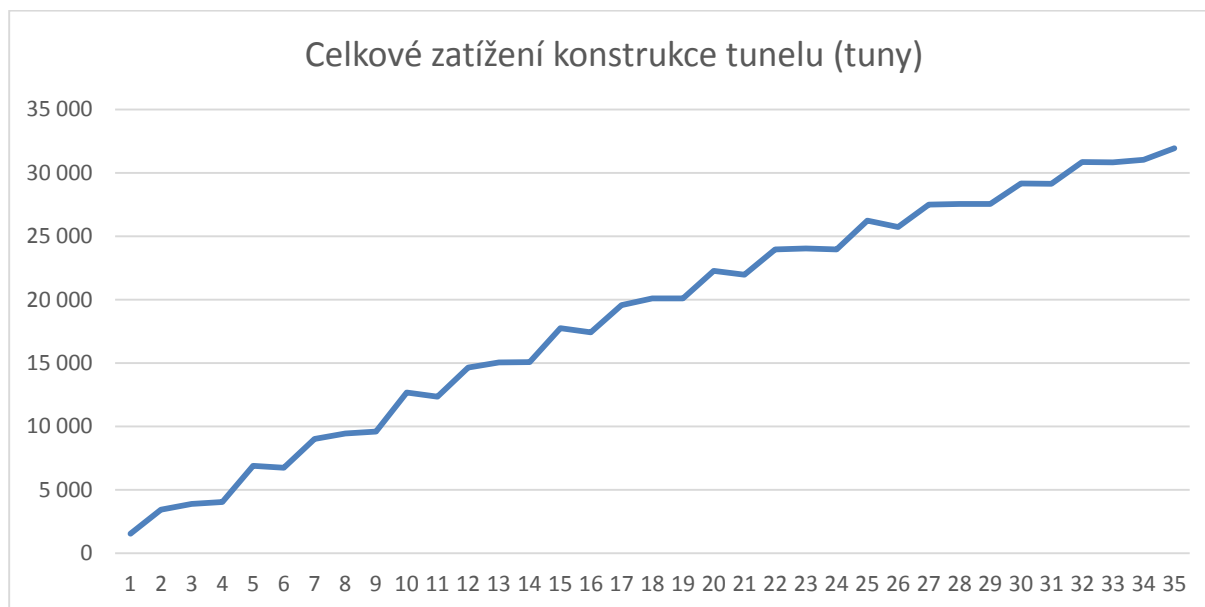


Obrázek 3-42 - Průběh napětí v bodě Szz II



Obrázek 3-43 - Zatížení pláště konstrukce

Z příčných rozměrů konstrukce a jednotlivého rozmístění měřených bodů lze ze získaných hodnot lehce dopočítat celkové zatížení na konstrukci během protlačování.



Obrázek 3-44 - Celkové zatížení konstrukce tunelu během protlačování

Maximální hodnota zatížení zeminy na tunel je 319 520 kN = 31 952 t.

3.2.4.2.2 Součinitel smykového tření

Díky měření, které bylo prováděno na již prováděných stavbách, jsme schopni s poměrně velkou přesností stanovit koeficient smykového tření pro naši konstrukci při použití mazací suspenze a Ropkins systému. Součinitel smykového tření tedy volíme:

$$\mu = 0,25$$

3.2.4.2.3 Výsledné plášťové tření

Nyní známe veškeré hodnoty, ze kterých můžeme vypočítat výsledné plášťové tření M .

$$M = \mu * \sigma$$

$$M = 0,25 * 319520 = 79130 \text{ kN} = 7913 \text{ t}$$

Tato vypočítaná hodnota je velice zajímavá, protože se zásadně neodchyluje od změřených tlačných sil již realizovaných staveb, shrnuté v *Tabulka 18 - Souhrnná tabulka projektů provedené pomocí Ropkins System™ Protlačované konstrukce provedené pomocí Ropkins System™*.

3.2.4.2.4 Výsledná tlačná síla

Tlačná síla, kterou jsme schopni vyprodukovat, musí překonat celkové plášťové tření. Je nutno vzít v úvahu, že vždy po 1 m posunu dojde k zastavení konstrukce, proto je nutné použít bezpečnostní rezervu pro dimenzi tlačné stanice, tato rezerva se běžně pohybuje mezi 1,5-2 násobkem plášťového tření. Takto navržená výsledná tlačná síla nám zaručí, že při rozjezdu zatlačování budeme schopni překonat počáteční klidové tření. Výslednou tlačnou sílu tedy volíme jako 1,9 násobek plášťového tření, po zaokrouhlení na celé tuny musí tlačná stanice vyvolat maximální tlačnou sílu **$T = 15\,000 \text{ t}$** . Na tuto hodnotu musíme nadimenzovat odolnost konstrukce proti protlačovací síle a podobu startovací konstrukce, která přenáší zatížení z tlačných pístů do zeminového masivu.

$$T = 15\,000 \text{ t} > M = 7\,913 \text{ t}$$

3.2.4.3 Výpočet tlačné stanice

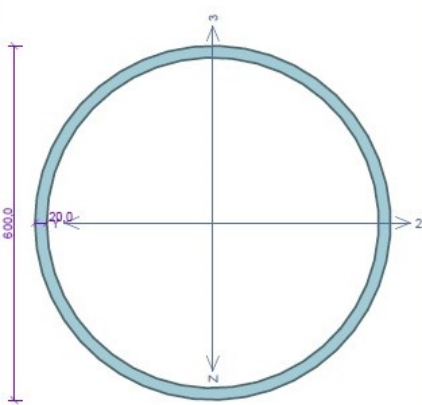
Tlačnou sílu $T=15000$ t si můžeme rozdělit po celé šířce tunelu, tj. 21 m do jednotlivých hydraulických lisů umístěných v úrovni základové desky po vzdálenosti po 1 m, z toho vyplyne nutná minimální síla jednoho tlačného hydraulického válce T_1

$$T_1 = \frac{T}{\text{šířka tunelu}} = \frac{15000}{21} = 714 \text{ tun}$$

S rezervou zvolíme maximální výkon jednoho tlačného válce na hodnotu:

$$T_1 = 800 \text{ tun} = 8000 \text{ kN}$$

Maximální zdvih hydraulického válce volíme 2,2 m, ale celková délka dráhy protlačování je 38,5 m. Tlačné hydraulické válce zůstávají ukotveny do základové desky, proto je nutno prodloužit jejich tlačnou sílu postupným přidáváním dvoumetrových kusů, navzájem svařovaných, ocelových prodlužovacích ocelových trubek z oceli S355 o celkové délce $18 \times 2 + 1,9 = 37,9$ m. Z přiloženého výpočetního protokolu vyplývá, že pro prodlužovací potrubí jsou navrženy trubky o vnějším průměru 600 mm a tloušťce stěny 20 mm. Na celou délku nevyhoví při daném zatížení 8000 kN trubka na vzpěr, proto je nutné každých 5 m zajistit potrubí proti vzpěru ocelovou konstrukcí.

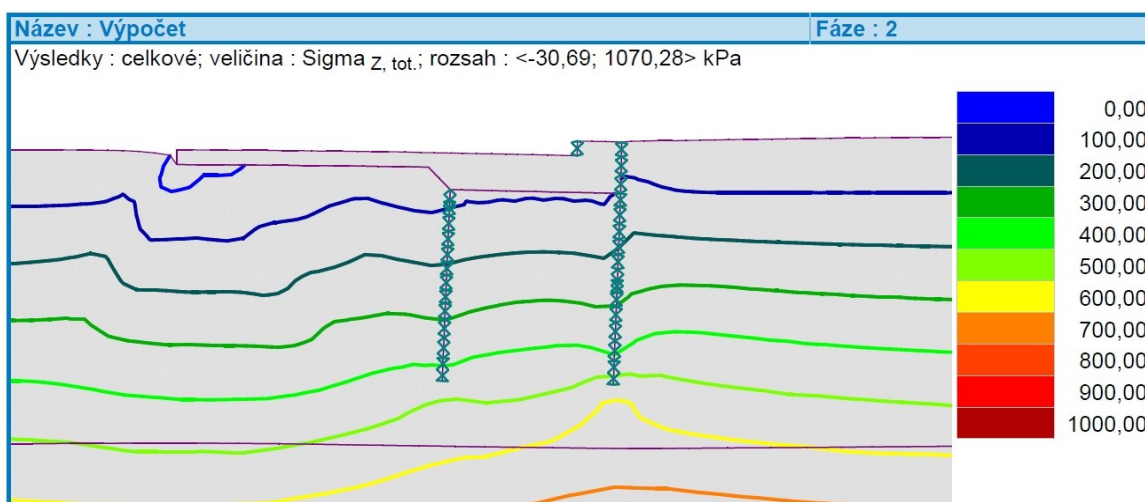
Prodlužovací trubky	
	<p>Norma EN 1993-1-1/Česko.</p> <p>Únosnost průřezu : $\gamma_{M0} = 1,000$ Únosnost průřezu při posuzování stability : $\gamma_{M1} = 1,000$ Únosnost oslabeného průřezu : $\gamma_{M2} = 1,250$</p> <p>Průřez trubka kulatá 600 Průřezová plocha: $A = 3,644E04 \text{ mm}^2$ Poloha těžiště: $y_T = 300,0 \text{ mm}$ $z_T = 300,0 \text{ mm}$ Momenty setrvačnosti: $I_y = 1,534E09 \text{ mm}^4$ $I_z = 1,534E09 \text{ mm}^4$ Průřezové moduly: $W_{y,1} = -5,114E06 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 5,114E06 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 5,114E06 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -5,114E06 \text{ mm}^3$ Moment tuhosti v prostém kroucení: $I_k = 3,068E09 \text{ mm}^4$ Výsečový moment setrvačnosti: $I_{\omega} = 1,009E-05 \text{ mm}^6$ Plastické průřezové moduly: $W_{pl,y} = 6,731E06 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 6,731E06 \text{ mm}^3$</p> <p>Materiál: EN 10025 : Fe 360 Materiálové charakteristiky: Mez kluzu : $f_y = 235,0 \text{ MPa}$ Mez pevnosti : $f_{t,k} = 360,0 \text{ MPa}$ Modul pružnosti : $E = 210000 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku : $G = 81000 \text{ MPa}$</p>
	<p>Vnitřní síly v souřadném systému průřezu Zatěžovací případ s největším využitím Zat. případ 1</p> <p>$N = -8000,000 \text{ kN}$ $M_y = 0,000 \text{ kNm}$ $V_z = 0,000 \text{ kN}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_t = 0,000 \text{ kNm}$ $T_1 = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$ $T_{\omega} = 0,000 \text{ kNm}$</p>
<p>Parametry vzpěru Délka dílce: 40,000 m $L_z = 5,000 \text{ m}$ $k_z = 1,000$ $L_{\alpha,z} = 5,000 \text{ m}$ $L_y = 5,000 \text{ m}$ $k_y = 1,000$ $L_{\alpha,y} = 5,000 \text{ m}$</p>	
<p>Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 1; Třída průřezu: 1 Vnitřní síly: $N = -8000,000 \text{ kN}$; $M_y = 0,000 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ Posudek nejnepríznivější kombinace vzpěrného tlaku a ohybu: Vzpěr Y: Únosnosti: $N_R = -8382,501 \text{ kN}$ $0,954 + 0,000 + 0,000 = 0,954 < 1$ Vyhovuje Vzpěr Z: Únosnosti: $N_R = -8382,501 \text{ kN}$ $0,954 + 0,000 + 0,000 = 0,954 < 1$ Vyhovuje Stíhlost dílce: 24,4 Průřez vyhovuje</p>	
VYHOVUJE	

Obrázek 3-45 - Výpočet tlačných trubek

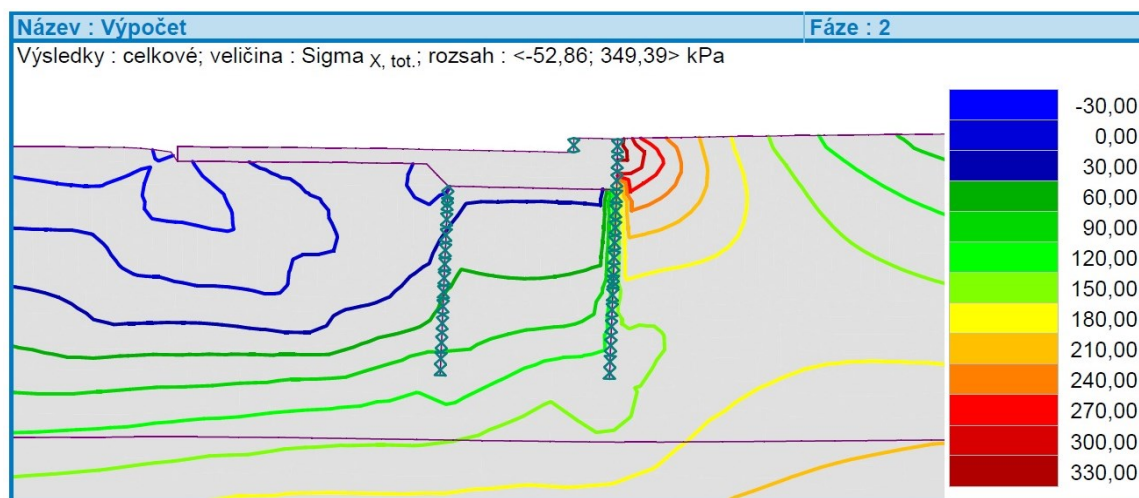
Maximální tlačná síla, kterou dokáže tlačná stanice během protlačování vyvolat je:

$$T_{max} = T_1 * n = 800 * 21 = 16800 \text{ t} = 168000 \text{ kN}$$

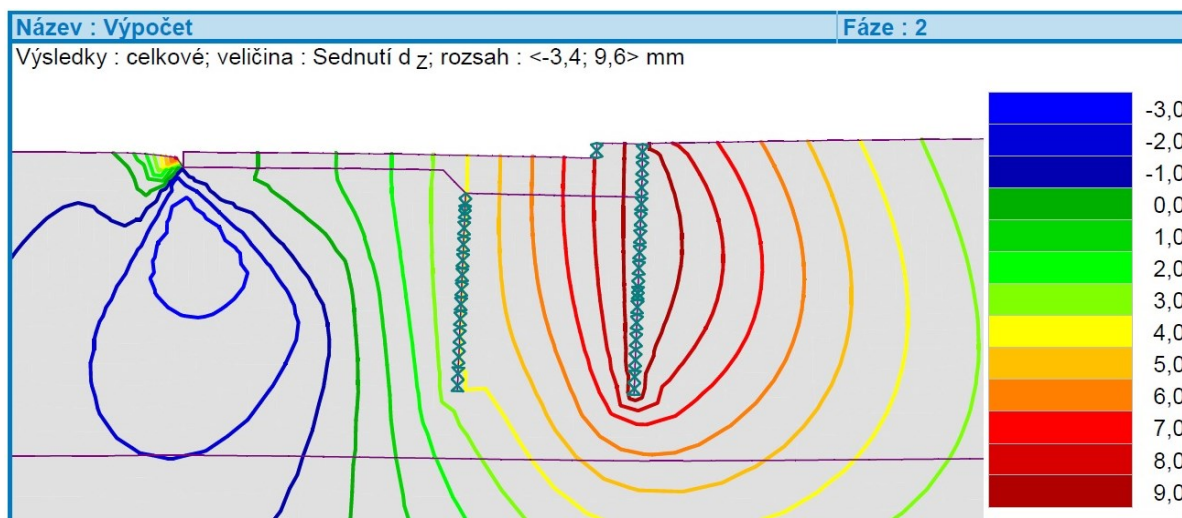
Tato síla působí vodorovně a musí být přenesena do zeminového masivu. V běžných případech se tlačná stanice opírá stěnu stavební jámy, což vzhledem k stísněným podmínkám na našem staveništi toto není možné. Vodorovnou sílu je tedy nutno přenést pomocí masivní základové železobetonové desky, která bude zároveň sloužit jako podkladní deska pro betonáž protlačované konstrukce. Základová deska bude do zeminy přikotvena pomocí dvojic podzemních stěn šířky 1 m, délky 3 m a hloubky 13 m zakotvených do skalního podloží. Dvojice podzemních stěn bude od sebe vzdálena 2 m o celkovém počtu 2x11 ks. Úloha byla zadána a posouzena v programu GEO 5 MKP, z dosažených výsledků zde předkládám totální napětí v zemině a dosažené deformace.



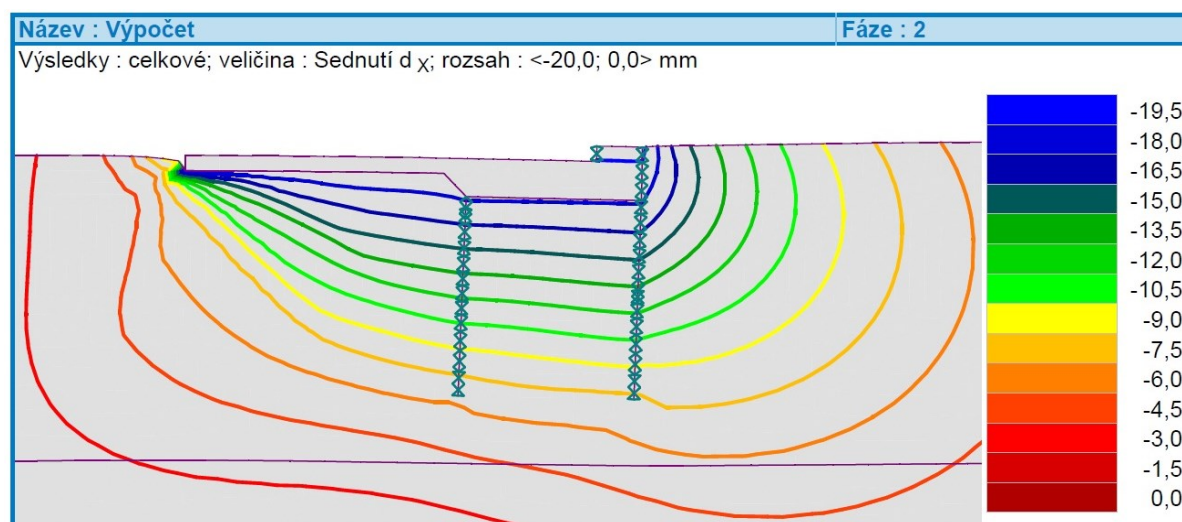
Obrázek 3-46 - Totální napětí S_{zz}



Obrázek 3-47 - Totální napětí S_{xx}



Obrázek 3-48 - Deformace D_z



Obrázek 3-49 - Deformace D_x

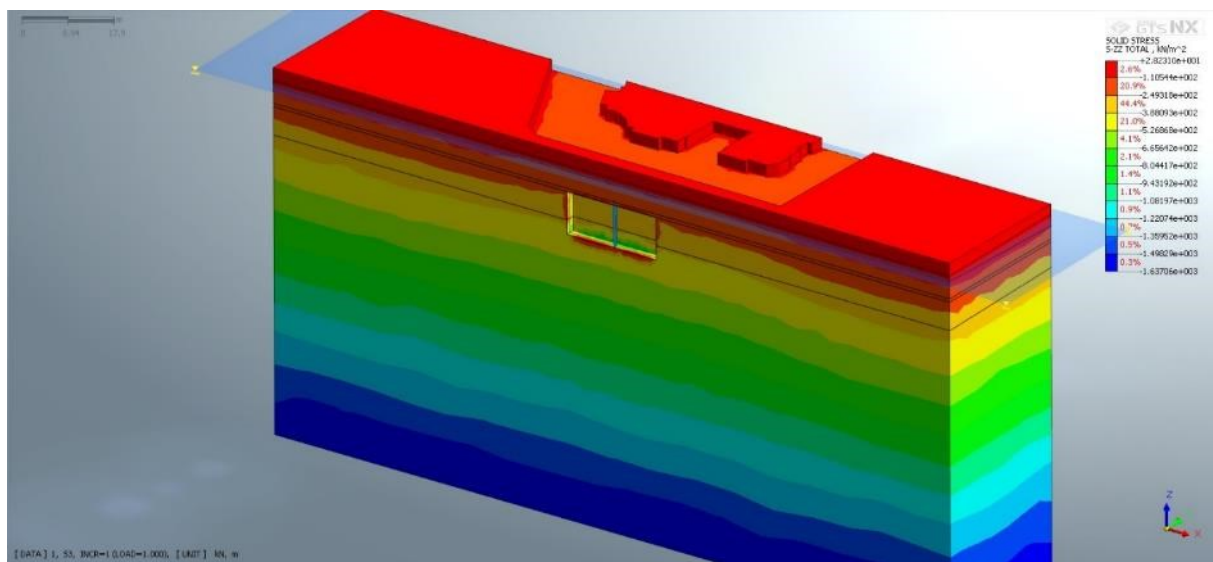
Z výpočtů je patrné, že při maximálním zatížení dojde k vodorovnému posunu do 20 mm při zaboření 9 mm.

3.2.4.4 Chování zeminového prostředí a nadzemních objektů během protlačování

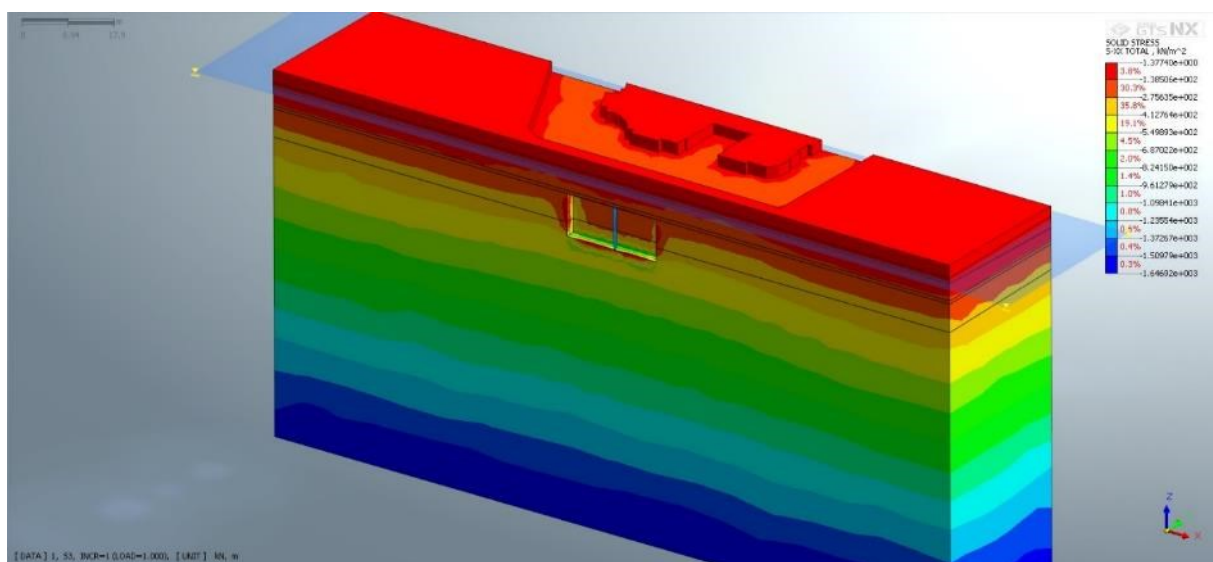
Abychom získali představu o tom, jak se bude během protlačování chovat zeminové prostředí a konstrukce, provedli jsme komplexní 3D výpočet v programu Midas GTS NX. Do výpočtu jsme namodelovali kompletní zeminové prostředí, které se nachází mezi dvěma stavebními jámami a rozčlenili jsme jej do jednotlivých geotypů včetně zohlednění výšky hladiny podzemní vody, dále jsme v modelu také uvažovali se zatížením povrchu stávající nadzemní zástavbou. Konstrukce je modelována osově z 2D prvků a je zohledněn technologický postup během protlačování.

3.2.4.4.1 Chování zeminového prostředí

- **3. Fáze budování – počátek hloubení**



Obrázek 3-50 - Fáze 3 - Napětí Szz



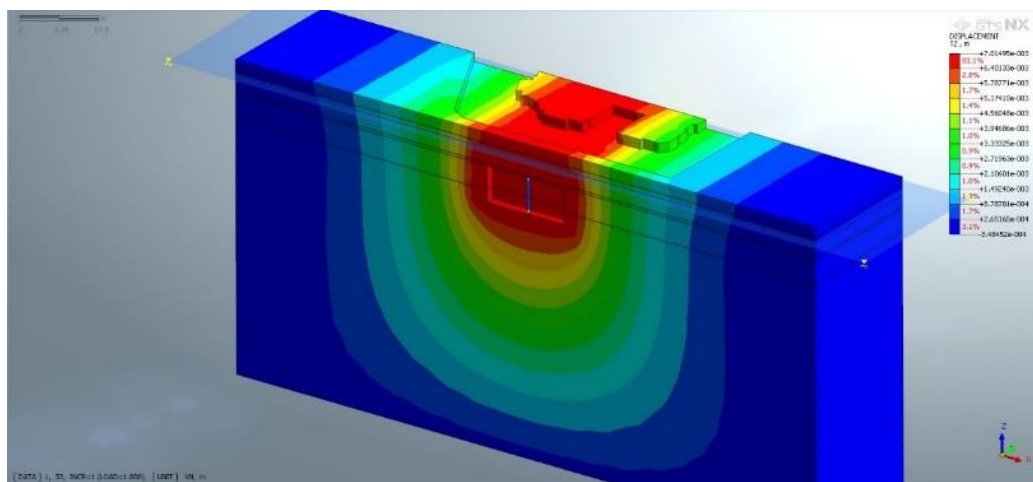
Obrázek 3-51 - Fáze 3 - Napětí Sxx

Maximální deformace ve 3 fázi:

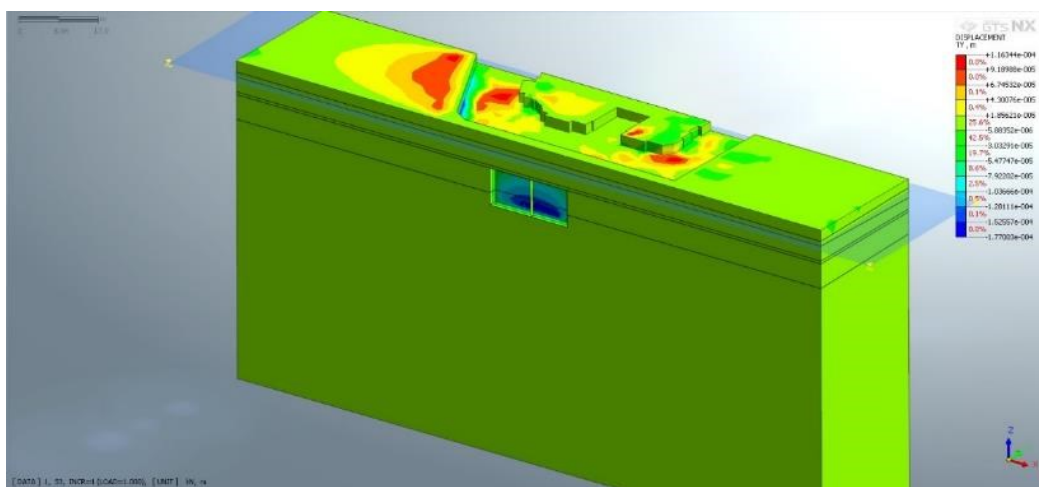
$z = 7 \text{ mm}$

$y = 0,2 \text{ mm}$ (čelba)

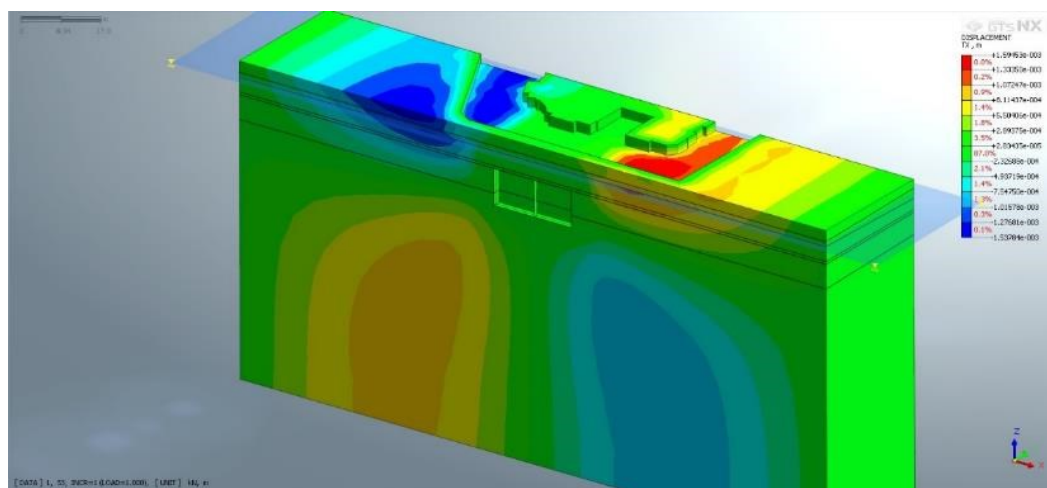
$x = 1,5 \text{ mm}$



Obrázek 3-52 - Fáze 3 - Deformace ve směru z

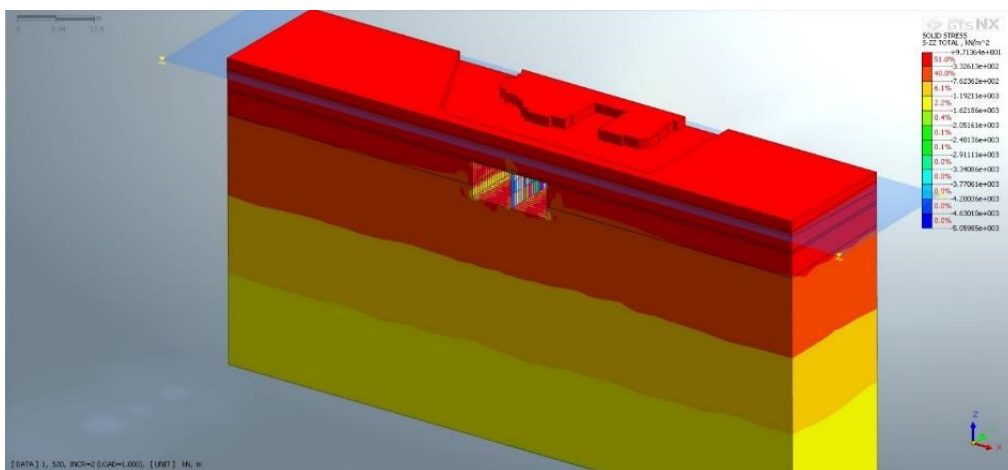


Obrázek 3-53 - Fáze 3 - Deformace ve směru y

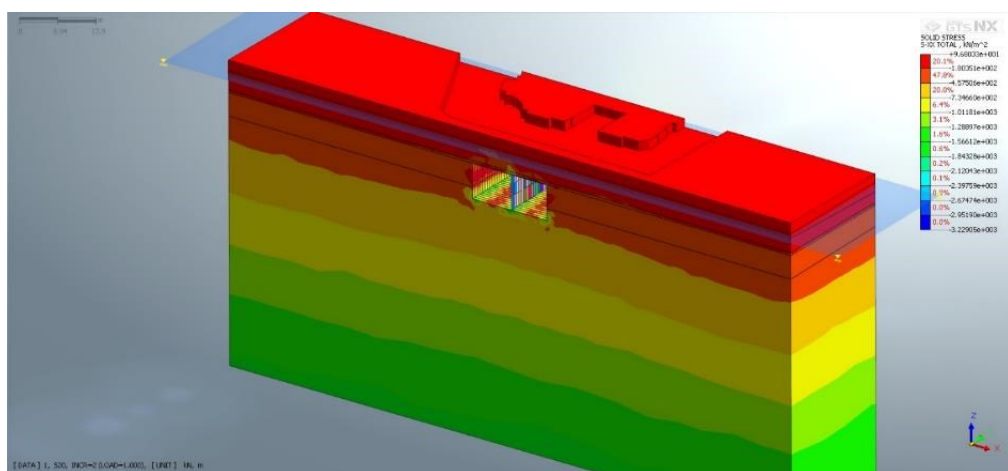


Obrázek 3-54 Fáze 3 - Deformace ve směru x

- 20. Fáze budování – jedna polovina vyhloubena



Obrázek 3-55 - Fáze 20 - Napětí Szz



Obrázek 3-56 - Fáze 20 - Napětí Sxx

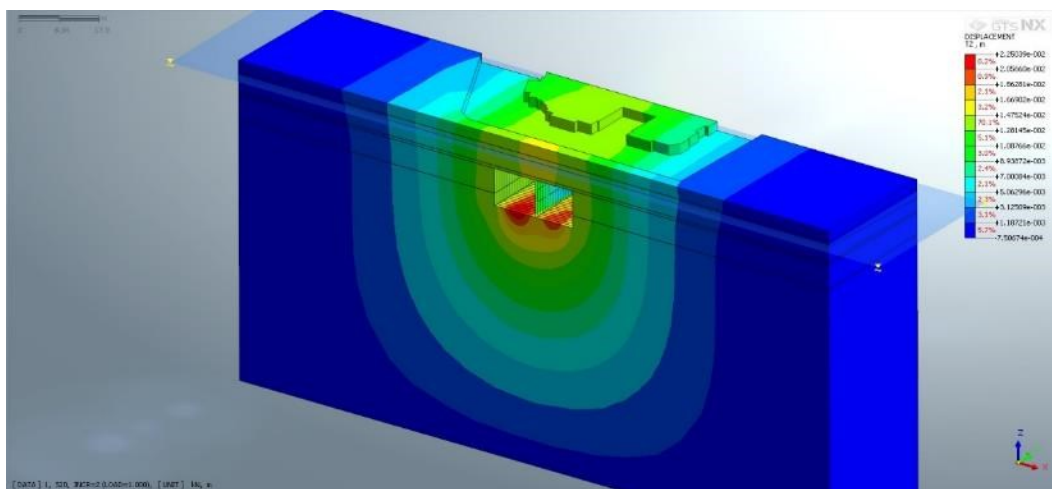
Maximální deformace ve 20. fázi:

$z = 14 \text{ mm}$ (povrch)

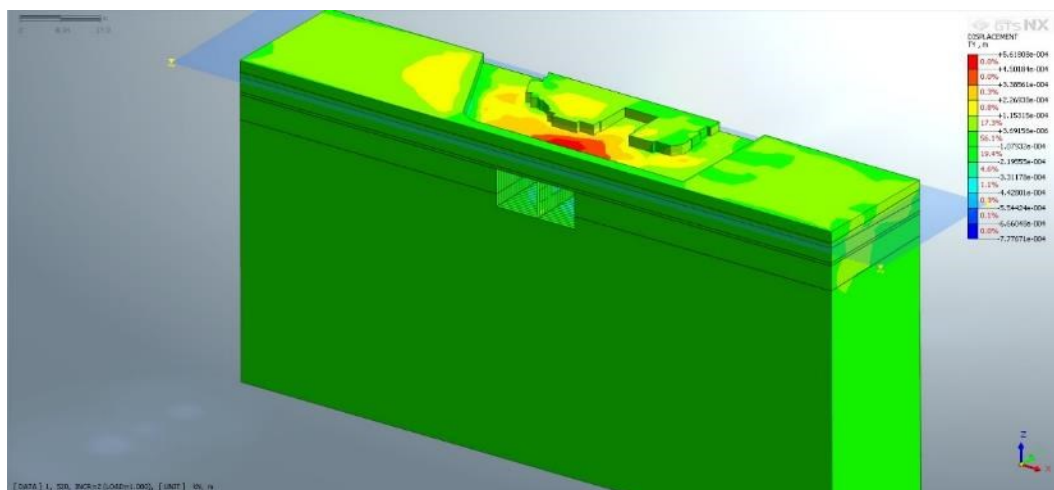
$z = 23 \text{ mm}$ (dno tunelu)

$y = 0,7 \text{ mm}$ (čelba)

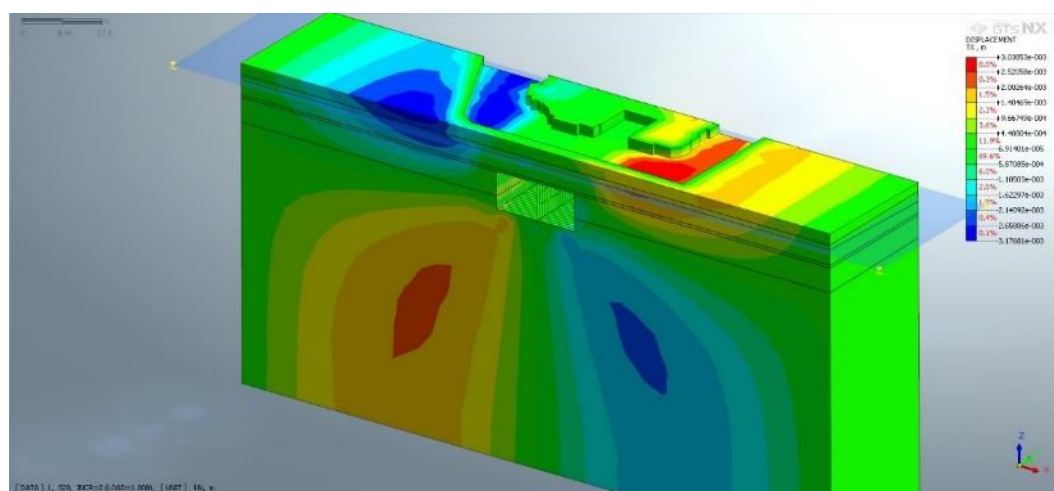
$x = 3 \text{ mm}$



Obrázek 3-57 - Fáze 20 - Deformace ve směru z

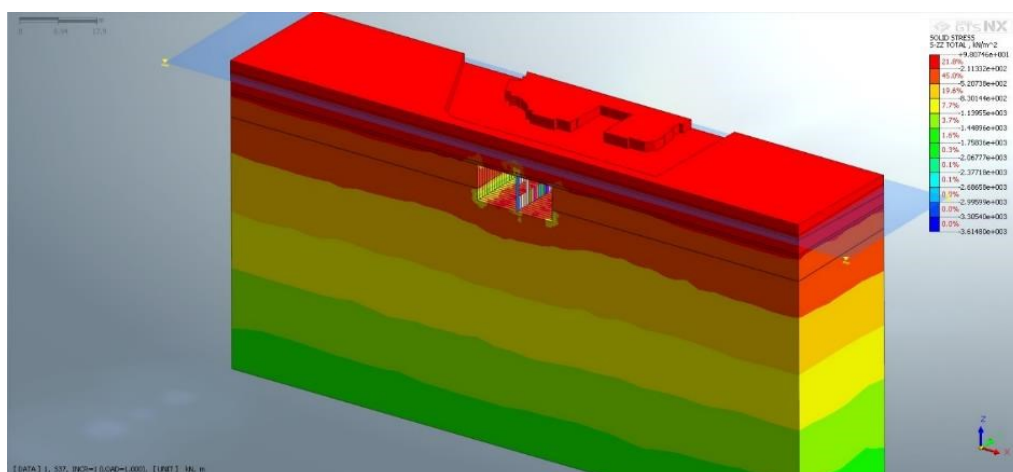


Obrázek 3-58 - Fáze 20 - Deformace ve směru y

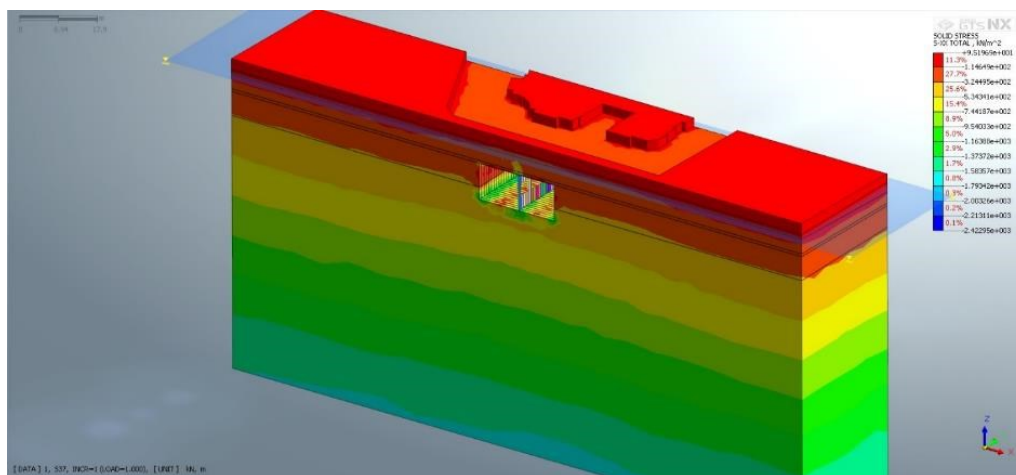


Obrázek 3-59 - Fáze 20 - Deformace ve směru x

- 37. Fáze budování – Tunel je protlačen



Obrázek 3-60 - Fáze 37 - Napětí Szz



Obrázek 3-61 - - Fáze 37 - Napětí S_{xx}

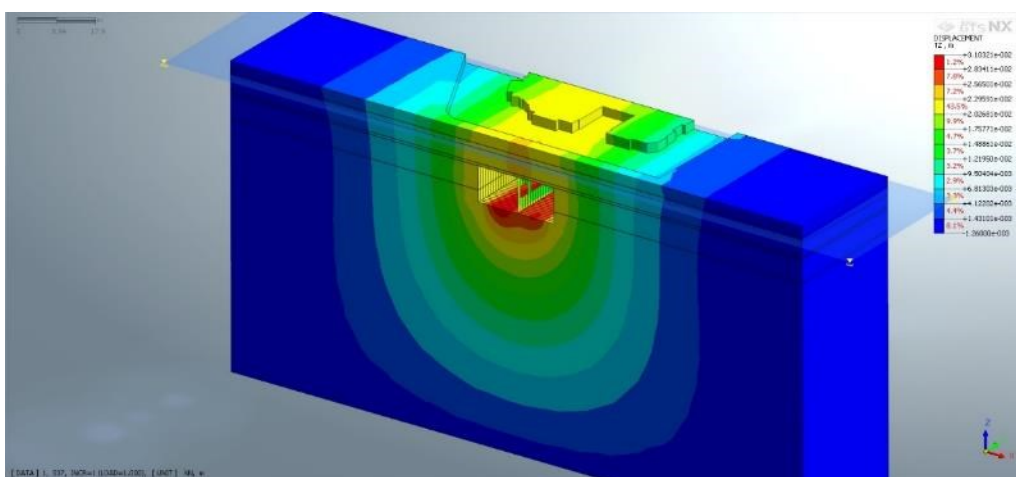
Maximální deformace ve 37. fázi:

$z = 22 \text{ mm}$ (povrch)

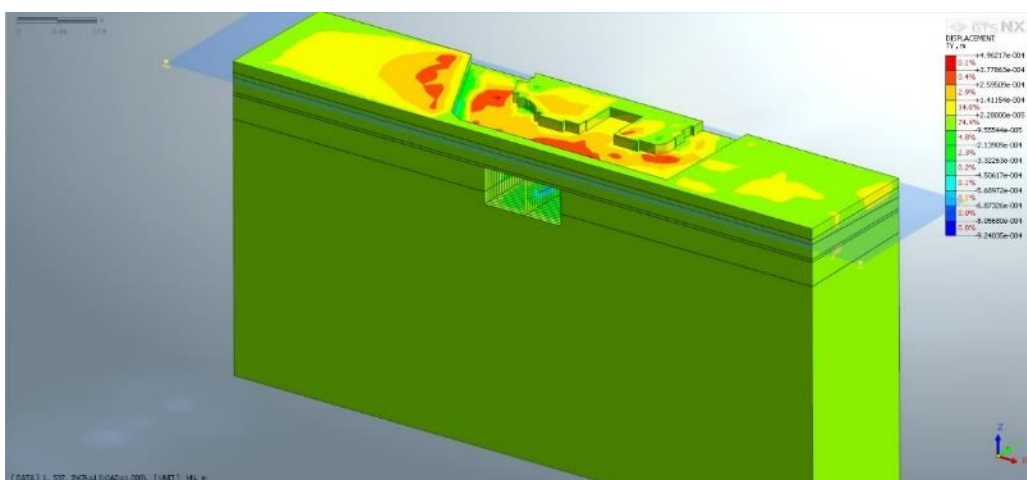
$z = 31 \text{ mm}$ (dno tunelu)

y = již není třeba (čelba)

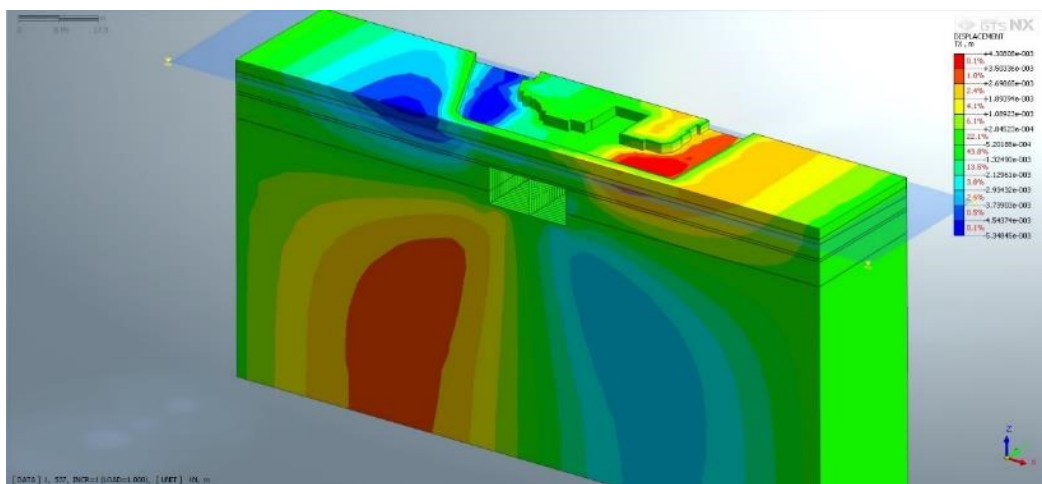
$x = 4 \text{ mm}$



Obrázek 3-62 - Fáze 37 - Deformace ve směru z



Obrázek 3-63 - Fáze 37 - Deformace ve směru y

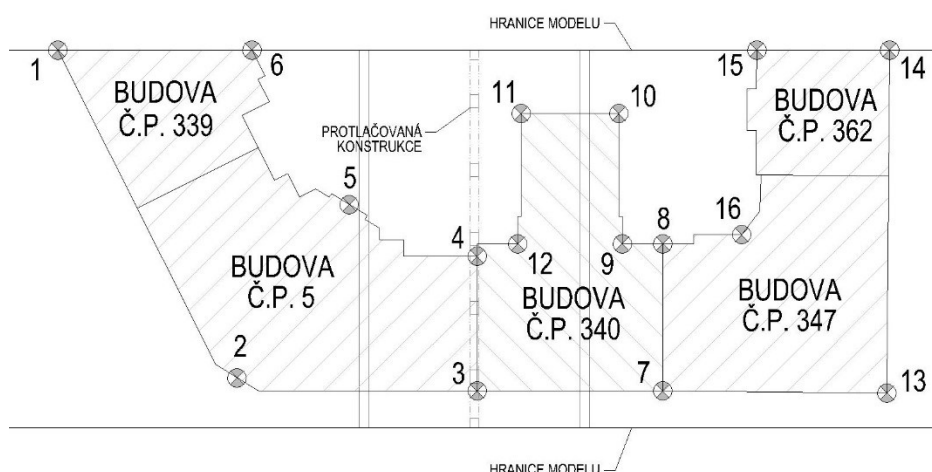


Obrázek 3-64 - Fáze 37 - Deformace ve směru x

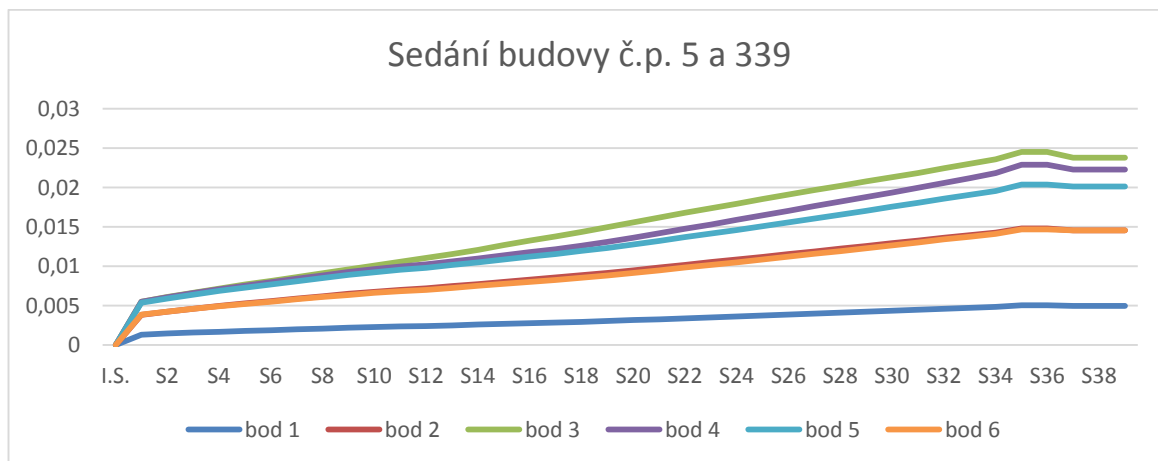
3.2.4.4.2 Deformace povrchových objektů

Jeden z nejvíce sledovaných parametrů je sedání, resp. deformace nadzemních objektů nad tunelem během výstavby. Každou dotčenou budovu jsme sledovali v několika bodech během jednotlivých fází protlačování, vypočtené hodnoty jsme vynesli do grafu, ze kterého je vidět změna sedání jednotlivých bodů během výstavby.

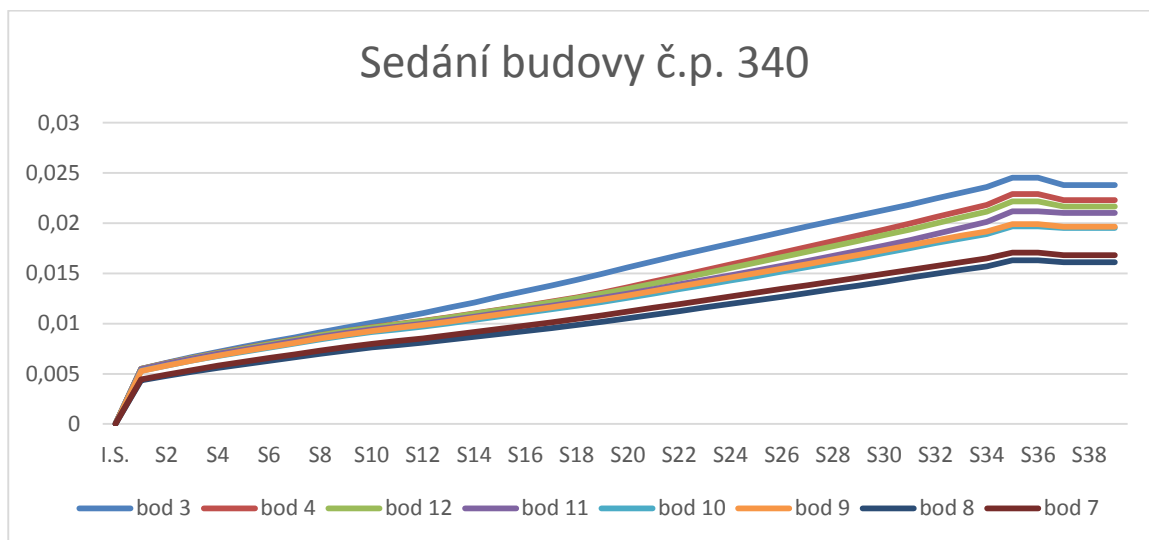
OZNAČENÍ BODŮ PRO SLEDOVÁNÍ DEFORMACÍ NADZEMNÍCH OBJEKTŮ



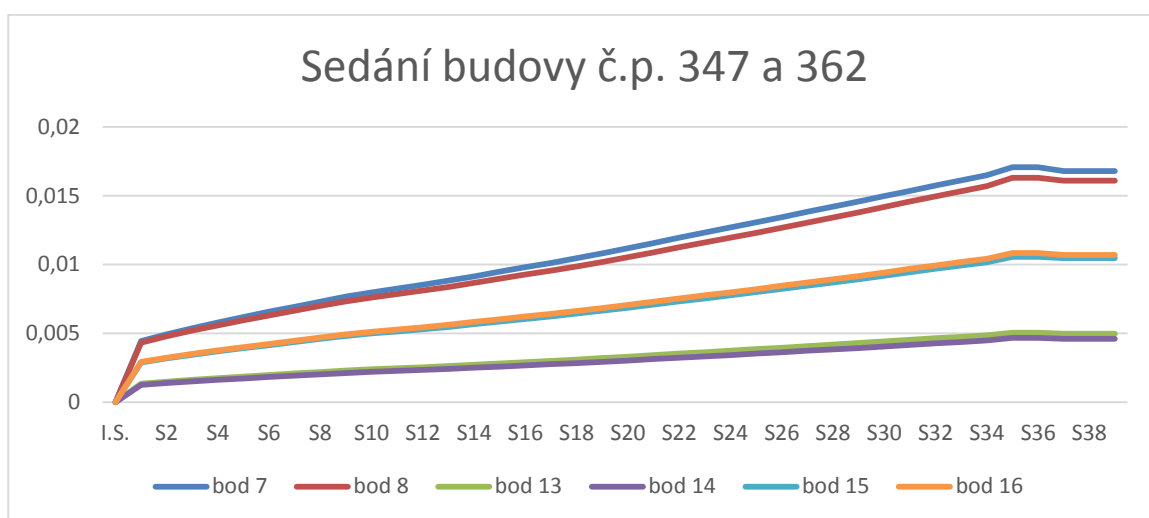
Obrázek 3-65 - Označení bodů pro sledování deformací nadzemních objektů



Obrázek 3-66 - Sedání budovy č.p. 5, 339



Obrázek 3-67 - Sedání budovy č.p. 340



Obrázek 3-68 - Sedání budovy č.p. 347 a 362

3.2.4.5 Vyhodnocení výpočtu

Výsledné grafy a obrázky nám dávají zajímavé výsledky. Během protlačování totiž nedochází k sedání, ale budovy jsou vytlačovány směrem vzhůru. Tento jev je s největší pravděpodobností způsoben nedokonalostí zeminového modelu Mohr-Coulomb, který je popsán v kapitole 2.5.4.2 *Model Mohr-Coulomb*. Pro realističtější výpočet by bylo vhodnější použít vyspělejší zeminové modely jako jsou např. Cam-Clay nebo Hypoplastický jíl, které ale vyžadují zavedení nadstandartních vstupních parametrů. Tyto výpočty již ale přesahují rozsah této bakalářské práce, proto se spokojím s následujícím vyhodnocením. Teoreticky dosažená deformace od zatížení se bude pohybovat řádově v milimetrech, v modelu bylo totiž ověřeno, že chování zmrazené zeminy je velmi podobné chování beton C8/10. Výpočtem bylo ověřeno, že během ražby zůstává čelba stabilní a nedochází k její deformaci. Výsledné poklesy budou tedy závislé na samotné deformaci železobetonové konstrukce, která se pohybuje do 10 mm. Ve výpočtu nebyl navíc zohledněn technologický nadvýrub v celkové mocnosti 30 mm, ve kterém jsou umístěna anti-třecí lana a který má být po dokončení protlaku zainjektován, což bude velmi náročné, proto očekávám, že během vytahování lan a injektování zbylého prostoru dojde k určitým deformacím, které odhaduji na velikost 15-25 mm. Lze tedy očekávat, že výsledná deformace povrchové zástavby se bude po zohlednění technologie protlačování pohybovat mezi **s = 25-35 mm**.

3.2.5 Časový harmonogram

Dle časového harmonogramu viz *Dodatek č. 1* bude stavba hrubých konstrukcí trvat 619 dní (počítáno od zahájení stavebních prací v rámci stanice NS), potom bude stavební jáma uvolněna pro průjezd razících štítů a jejich další ražbu do stanice Pankrác. Dle celkového cyklogramu výstavby trasy metra I.D3 viz *Dodatek č. 2* nebude nutné prodlužovat čas výstavby dle DUR.

3.2.6 Odhad nákladů

Dle dílčího propočtu viz *Dodatek č. 9*, který v sobě zahrnuje výstavbu hrubých stavebních konstrukcí objektu SO 32-19 Stanice-ražená část, jsou očekávané stavební náklady pro provedení ražby ve variantě 1a) **395 169 994 Kč**.

3.2.7 Zhodnocení varianty

Pro provedení těchto prací budou použity technologie a postupy, které jsou běžné ve světě, ale v České Republice s nimi nejsou žádné zkušenosti. Z hlediska času jde o časově nejméně náročnou variantu. Vzhledem k velmi nízkému nadloží (mezi lícem konstrukce a základy je vzdálenost cca 4 m), které je zajištěno pouze zmraženou zeminou, může během výstavby dojít k negativním jevům spojeným zejména s deformacemi čelby a nezajištěného stropu, který je otevřen na celou šířku 21,1 m při metrovém záběru. Tomuto riziku předchází, či jej zcela eliminuje následující Varianta 1b).

3.3 Varianta 1b) – Protlačovaný tunel se zajištěním stropu ocelovými trubkami (Piperoofing)

Tato varianta doplňuje variantu Varianta 1a) – Protlačovaný tunel o zajištění základů stávajících nadzemních objektů o jeden technický prvek, který zajistí ochranu nadzemní zástavby vůči nepředvídaným skutečnostem prováděných při protlačování konstrukce. V kapitole *Postup výstavby*

Vyhloubení stavební jámy

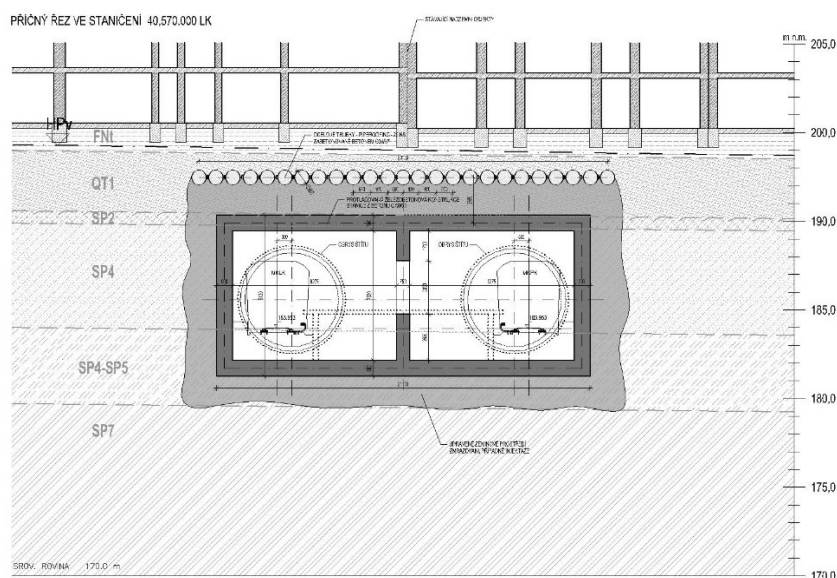
Stavební jámy pro severní a jižní vestibul budou zajištěny pomocí kotvených milánských stěn s hlavovým trámem. Tloušťka milánských stěn je navržena 1,2 m. Výkop stavební jámy bude probíhat po jednotlivých etážích, kde kotevní úroveň bude 0,5 m nad úrovní výkopu. Veškeré dimenze vychází z hloubky založení stanice, úrovně hladiny podzemní vody, zatížení okolní zástavbou, případně dopravou a geotechnického průzkumu. Pro vytvoření milánské stěny na severním vestibulu stanice budou použity jednozáběrové až třízáběrové lamely o rozměrech 2,5 – 7,4 m. V místech, kde milánská stěna těsně přiléhá ke stávajícím stavebním konstrukcím, budou použity jednozáběrové lamely, které budou navíc ještě prováděny ob jednu, aby se co nejvíce snížilo riziko možných poruch staveb. V některých místech podél stávajících stavebních objektů bude nutné před zakotvením první kotevní úrovně provést rozepření stavební jámy, aby nedocházelo k velkým deformacím ještě před zakotvením. V ostatních místech, kde nebude možno použít kotvení pramencovými kotvami, nebo nevyhoví hloubka založení pod dno jámy (převážně nad tunelem) budou použity tahové mikropiloty, hřebíky, nebo trysková injektáž. Na každé pracovní etáži bude zřízena provizorní dočasná jímka.

Úprava zeminového prostředí mezi čelními stěnami stavební jámy jsme si představili 2 možnosti vylepšení zeminy mezi stavebními jámami a to buď zmrazováním anebo injektováním. Injektování nebylo doporučeno, protože vysoké injektážní tlaky a nutnost vypustit podzemní vodu pro provádění horizontálních vrtů znamenalo přímé ohrožení nadzemní zástavby. Abychom mohli případně provést injektáže, nebo abychom uchránili nadzemní objekty před

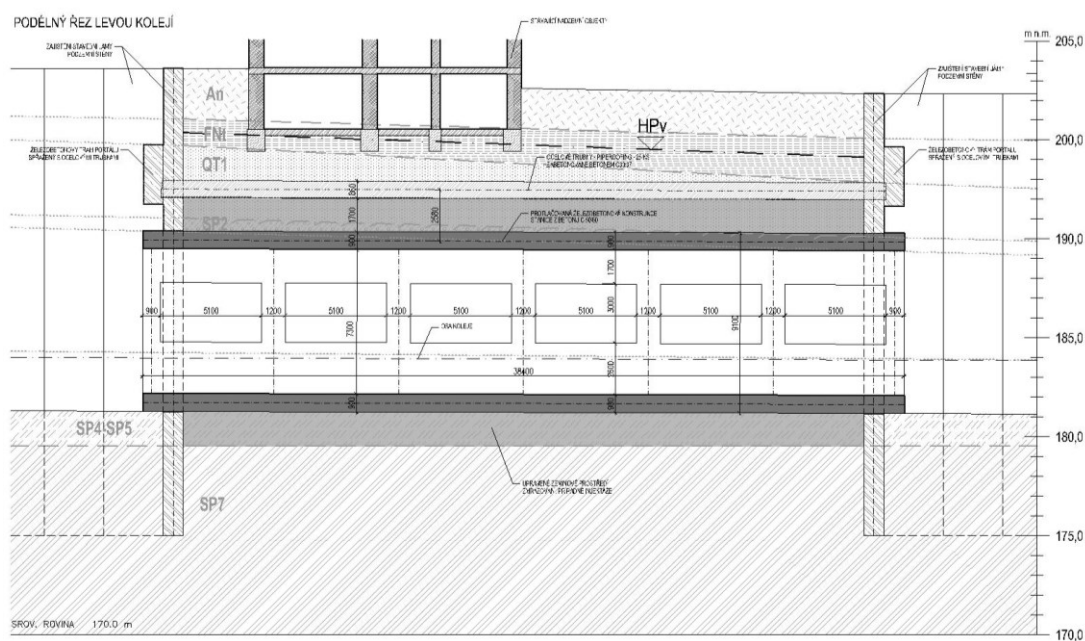
neočekávanými nepříznivými stavy během protlačování, vybudujeme pod stávajícími základy tuhou konstrukci, která bude odolávat zvýšeným tlakům od injektáže a zmírní dopad nepříznivých vlivů během protlačování.

Tato tuhá deska bude vytvořena technologií, která se nazývá PIPE ROOFING. Jedná se o protlačení 25 ks ocelových trubek skrz zeminné prostředí z jedné stavební jámy do druhé. Trubky jsou umístěné vedle sebe a jsou navzájem spojené zámky, které zajišťují jejich vzájemné kloubové propojení a po zainjektování jsou tyto spoje i vodotěsné. Po provedení ražby jsou trubky vyplněny betonem a jsou zakotveny do roznášecího trámu na portálech stavebních jam, kde působí jako tahové kotvy.

Po vybudování této ochranné konstrukce budou práce postupovat stejně, jako tomu bylo ve Variantě 1a) – Protlačovaný tunel pouze s tím rozdílem, že jako úpravu zeminy mezi dvěma jámami můžeme zvolit i injektování, jehož negativní vlivy na okolní zástavbu jsme vybudováním této ochranné konstrukce značně snížili.



Obrázek 3-69 - Varianta 1b - Příčný řez s geologií



Obrázek 3-70 - Varianta 1b - Podélný řez s geologií

3.3.1 Postup výstavby

Od Varianty 1a) – Protlačovaný tunel se tato varianta liší pouze v použití ocelových ochranných trubek, které jsou na své místo umístěny během hloubení stavební jámy. Po dokončení těchto prací postupujeme úplně stejně, jako v předešlé variantě, proto již nebudeme další postup uvádět a budeme se věnovat pouze technologii Pipe Roofingu.

Pro uložení ocelových trubek je použita technologie, kterou v našich podmínkách nazýváme Mikrotunelování a která je běžně využívána zejména pro ukládání potrubí pro vedení inženýrských sítí. Ukládání se provádí mikrotunelováním, což je dálkově řízenou metoda pro protlačování trubek pomocí mikrotunelovacího stroje. Trubky se ukládají bezprostředně za tunelovacím strojem a dají se libovolně prodlužovat. Existuje několik způsobů odstraňování zeminy z čelby mikrotunelovacího stroje, kdy každá je vhodná do jiných geologických podmínek. V našich podmínkách (přítomnost podzemní vody a plně saturované zeminy) využijeme Mikrotunelovací stroj s hydraulickou dopravou zeminy, který je schopen razit v zeminách i ve skalních horninách a pod i nad hladinou podzemní vody, protože tento stroj je schopen udržovat v pracovní komoře na čelbě štítu umělý přetlak oproti okolnímu zeminovému prostředí. Dopředný pohyb mikrotunelovacího stroje je způsoben tlakem lisů hydraulické stanice, která musí překonat odpor na čelbě a plášťové tření zabudovaného prostředí. Hydraulická stanice je opřena přes roznášecí železobetonovou konstrukci do zeminového prostředí.



Obrázek 3-71 - Piperoofing - Hloubení stavební jámy



Obrázek 3-72 - Piperoofing - Osazení tlačné stanice



Obrázek 3-73 - Piperoofing - Ocelové trubky se zámkem



Obrázek 3-74 - Piperoofing - Protlačování ocelových trubek



Obrázek 3-75 - Piperoofing - Kontrola sváru ultrazvukem



Obrázek 3-76 - Piperoofing - Dokončený protlak

Po dokončení protlačení všech trubek dojde k jejich zabetonování betonem C 30/37, u stavebních jam bude před betonáží do trubek vložen armokoš jehož výztuž bude zavázána do roznášecího trámu vetknutého z čela jam do podzemních stěn, tím dojde k vzájemnému tuhému propojení podzemních stěn obou stavebních jam. Takto vytvořená konstrukce bude chránit nadzemní objekty proti neočekávaným komplikacím a sedání během protlačování stanice.

3.3.2 Výpočty

3.3.2.1 Použitý software

Pro 2D výpočty byl použit software GEO 5 2016.

Pro 3D výpočty byl použit software Midas GTS NX 2015 (v.2.1) .

Pro dimenzování ocelových nebo železobetonových prvků a konstrukcí byl použit program FINE EC v5.

3.3.2.2 Výpočet tlačné síly pro mikrotunely

3.3.2.2.1 Výpočet tlačné síly pro trubky

3.3.2.2.1.1 Výpočet odporového tlaku na čelbě:

Výpočet odporového tlaku působícího na čelbě štítu bude vypočítána dle vzorce z publikace *Gokhale, B. – Najafi, M: Trenchless technology: pipeline and utility design, construction and renewal:*

$$p_0 = p_e + p_w$$

$$p_0 = 137,9 + (1,5 * 20 + 1,3 * 20 + 180)$$

$$p_0 = 236 \text{ kPa}$$

Kde:

p_e – tlak působící na štít, jehož hodnota se uvažuje obecně velikostí

$$20 \text{ psi} = 137,9 \text{ kPa}$$

p_w – tlak působící suspenze, který je úměrný výšce nadloží [kPa]

3.3.2.2.1.2 Výpočet odporové síly G:

$$G = \frac{1}{4} * \pi * d_a^2 * p_0$$

$$d_a = 0,78 \text{ m}$$

$$G = \frac{1}{4} * \pi * 0,78^2 * 236$$

$$G = 112,8 \text{ kN}$$

3.3.2.2.1.3 Výpočet síly od plášťového tření R:

$$R = M * l_{op} * L$$

$$M = a + 3,8 * d_a$$

$$M = 1,53 + 3,8 * 1 = 5,33 \text{ kPa}$$

$$l_{op} = \pi * d_a = \pi * 0,78 = 2,45 \text{ m}$$

$$L = 34,5 \text{ m}$$

$$R = 5,33 * 2,45 * 34,5$$

$$R = 450,5 \text{ kN}$$

3.3.2.2.1.4 Výpočet maximální dovolené síly pro přímé protlačování potrubí F_{dov} :

$$F_{dov} = A * \frac{\frac{\beta_{LD}}{\gamma}}{\frac{\max \sigma}{\sigma_0}}$$

$$A = \frac{(d_{a,min}^2 - d_{i,max}^2) * \pi}{4} = \frac{(780^2 - 760^2) * \pi}{4} = 24190 \text{ mm}^2$$

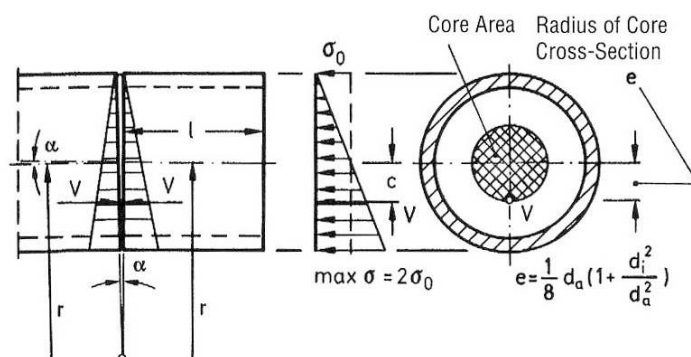
$$d_{a,min} = 780 \text{ mm}$$

$$d_{i,max} = 760 \text{ mm}$$

$$\beta_{LD} = 375 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 1,75$$

$$\frac{\max \sigma}{\sigma_0} - \text{Hodnota odečtená z grafu}$$



Obrázek 3-77 - Napětí ve spoji v důsledku působících protlačovacích sil (18)

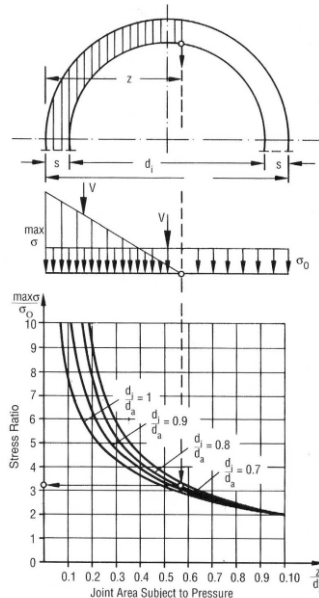
$$e = \frac{1}{8} * d_a * \left(1 + \frac{d_{i,max}^2}{d_{a,min}^2} \right)$$

$$e = \frac{1}{8} * 0,78 * \left(1 + \frac{0,76^2}{0,78^2} \right) = 0,19$$

$$z = \frac{d_{a,min}}{2} + e = \frac{0,78}{2} + 0,19 = 0,58 \text{ m}$$

$$\frac{d_{i,max}}{d_{a,min}} = \frac{0,76}{0,78} = 0,97$$

$$\frac{z}{d_{a,min}} = \frac{0,58}{0,78} = 0,744$$



Obrázek 3-78 - Závislost poměru $\max\sigma/\sigma_0$ na poměru z/d_a dle DWA-A 161 (18)

$$\frac{\max\sigma}{\sigma_0} = 2,5$$

$$F_{dov} = 24190 * \frac{375}{1,75} \cdot \frac{1,75}{2,5}$$

$$F_{dov} = 2\,073\,428 \text{ N} \cong 2\,070 \text{ kN}$$

3.3.2.2.1.5 Výpočet celkové odporové síly F:

$$F = G + R$$

$$F = 112,8 + 450,5$$

$$F = 563,3 \text{ kN}$$

3.3.2.2.1.6 Posouzení:

$$F_{dov} \geq F$$

$$2\,070 \text{ kN} \geq 563,3 \text{ kN}$$

Navržené ocelové trubky Tr 780/20 vyhoví na maximální dovolenou protlačovací sílu.

3.3.2.3 Výpočet tlačné síly

Tlačná síla je funkce přímo závislá na hodnotě plášťového tření, který musí překonat, určení hodnoty plášťového tření je v podstatě tím nejzásadnějším výpočtem. Jeho hodnota nám určí

celkovou velikost tlačné síly, ze které vyplýne návrh tlačné stanice a zatížení na konstrukci tunelu, stavební jámy a zeminového prostředí.

Pro výpočet plášťového tření je provést několik kroků. Prvním krokem je vypočítat normálové napětí, které působí na konstrukci během protlačování, protože z během zatlačování vznikají na povrchu konstrukce smyková napětí, díky třecím silám mezi plochou konstrukce a přilehlou zeminou. Síla, která přenáší kontaktní napětí mezi zatlačovanou konstrukcí a zeminou je nazývána Plášťové tření. Z klasické mechaniky a mechaniky zemin pak vychází tento vztah:

$$M = \mu * \sigma$$

Kde:

M = Plášťové tření

σ = normálové napětí na konstrukci [$kN.m^2$]

μ = součinitel smykového tření [–]

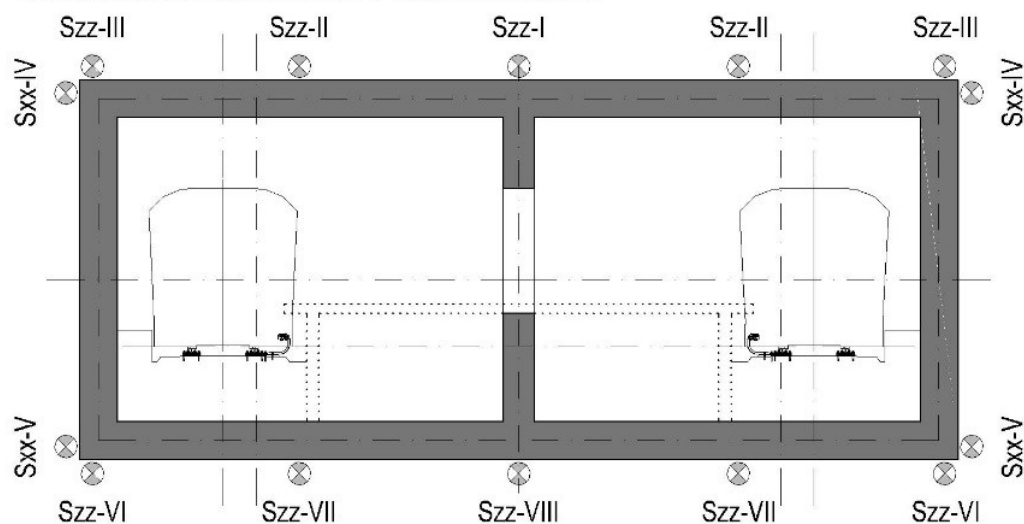
3.3.2.3.1 Výpočet normálového napětí na konstrukci

Pro výpočet normálového napětí na stěny protlačovanou konstrukci byl zvolen kompletní 3D model zeminového prostředí se zohledněním nadzemní zástavby, včetně jejího zatížení na základovou spáru. Základní čárový 3D model byl proveden na základě geotechnického průzkumu (skladba, mocnost a parametry jednotlivých geotypů), geodetického zaměření stávajícího stavu, archivních výkresů stávající zástavby a tvaru a polohy stanice v zemině. Tento čárový model byl přeexportován do programu MIDAS GTS NX, ve kterém byla vytvořena geometrie, ze které byla vytvořena síť. Délka modelu a celého tunelu je cca 35 m, proto byl zvolen postup ražeb vždy po jednom metru a celý postup byl rozdělen do 39 fází.

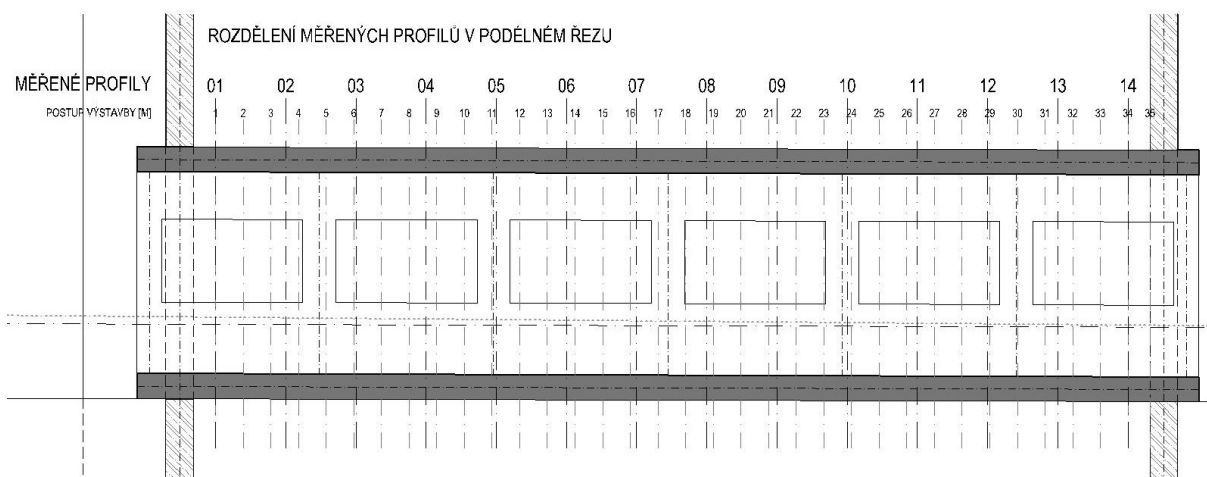
- Iniciační fáze – Zde je zjištěn základní napjatostní stav v zemině
- 1. fáze – Provedení mikrotunelů
- 2. fáze – Úprava parametru zeminy (zmrazení)
- 2. fáze – Vyražení 1. metru na plný profil tunelu
- 3. fáze – Vytvoření ŽB ostění tunelu v prvním metru a vyražení dalšího metru
- 4.-37. fáze – Cyklické opakování ražby a vytváření konstrukce
- 38. fáze – Upravené zemině jsou vráceny původní parametry (rozmrazení)
- 39. fáze – Úprava ŽB konstrukce do finálního tvaru (odstranění výplní mezi sloupy na nástupišti)

V jednom příčném řezu bylo v zemině blízko konstrukce vybráno celkem 8 bodů, na horní hraně konstrukce budeme sledovat vývoj normálových napětí ve svislém směru, tyto body označíme jako Szz-I, Szz-II a Szz-III, na boční straně budeme sledovat dva body, tentokrát nás zajímá napětí ve vodorovném směru Sxx-IV a Sxx-V, na dolní straně konstrukce vybereme opět tři body, ve kterých budeme sledovat svislá napětí Szz-VI, Szz-VII a Szz-VIII (konstrukci i napětí uvažujeme jako osově symetrickou). V podélném řezu jsme takto vytvořené příčné profily umístili celkem do 14 míst (ve vzdálenosti cca 2,5 m), celkem tedy bylo určeno 112 bodů, které sledují totální normálová napětí v zemině v přímé blízkosti pláště konstrukce. Napětí v těchto bodech byla získána pro všech 39 fází. Pro určení celkového zatížení konstrukce nás zajímá zatížení, působí během zatlačování na definitivní ostění (tedy fáze 3-37), což znamená, že jsme získali 3920 vstupních hodnot napětí, které je závislé jak na poloze v tunelu tak i na fázi výstavby, tedy čase.

ROZDĚLENÍ MĚŘENÝCH BODŮ V PŘÍČNÉM PROFILU

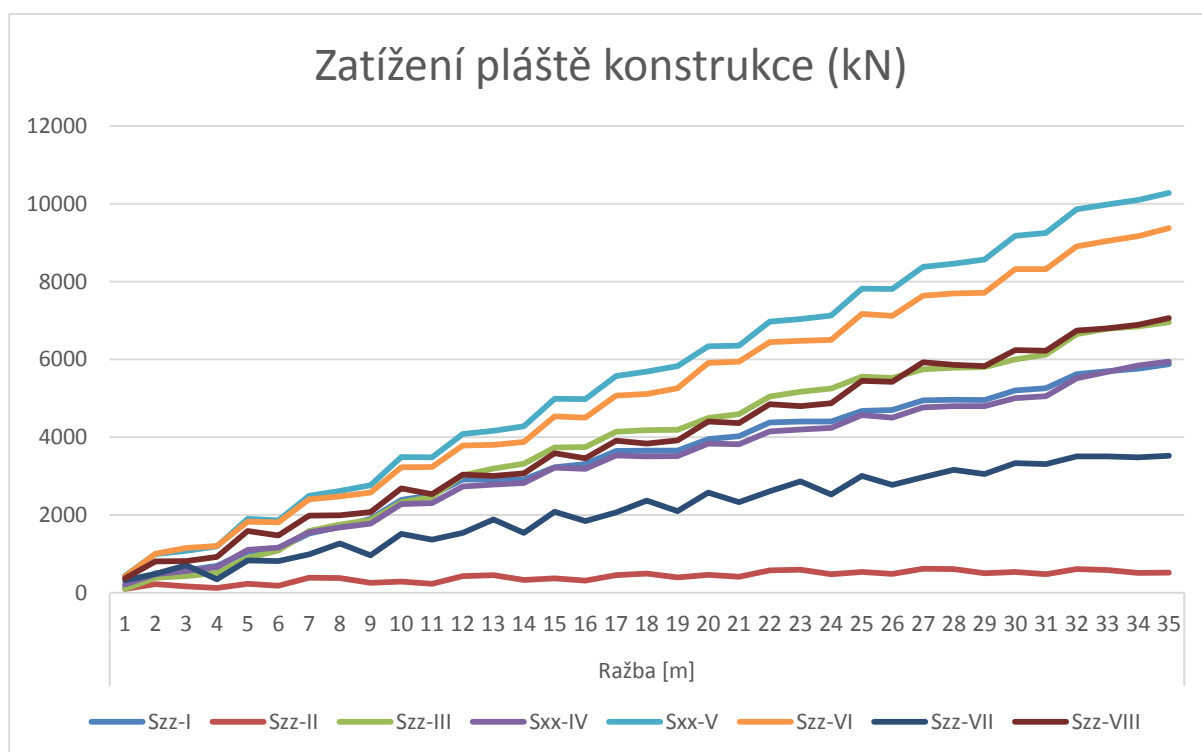
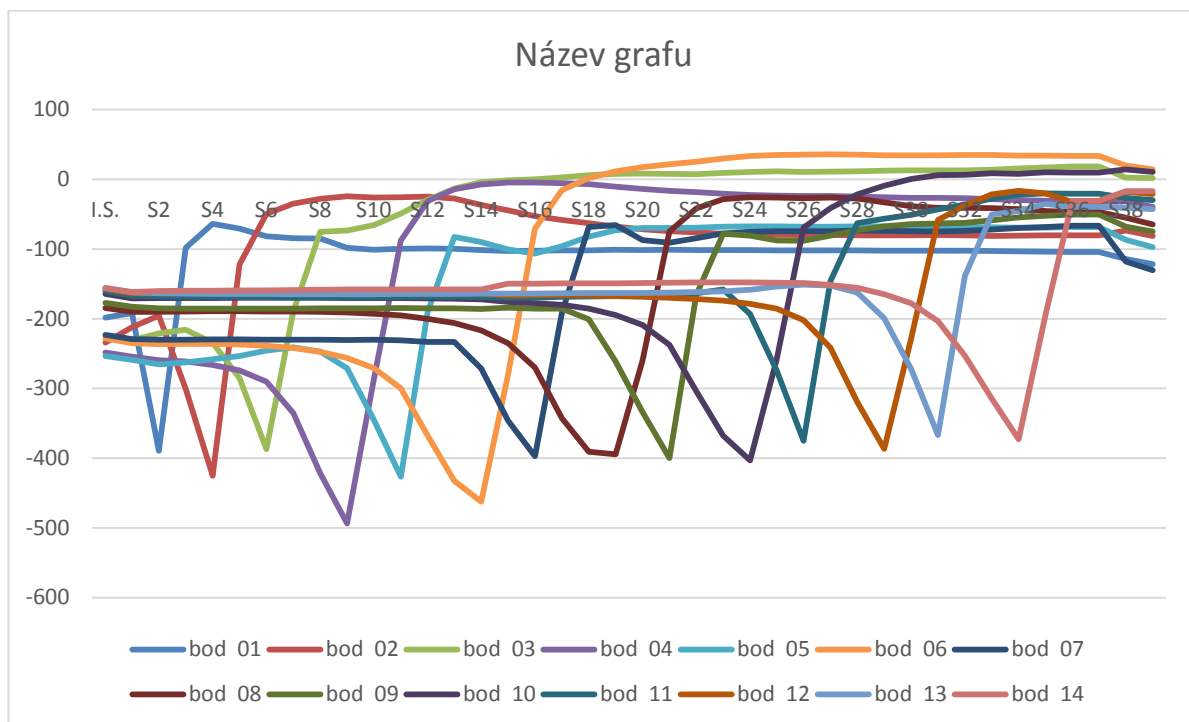


Obrázek 3-79 - Rozdělení měřených bodů v příčném profilu

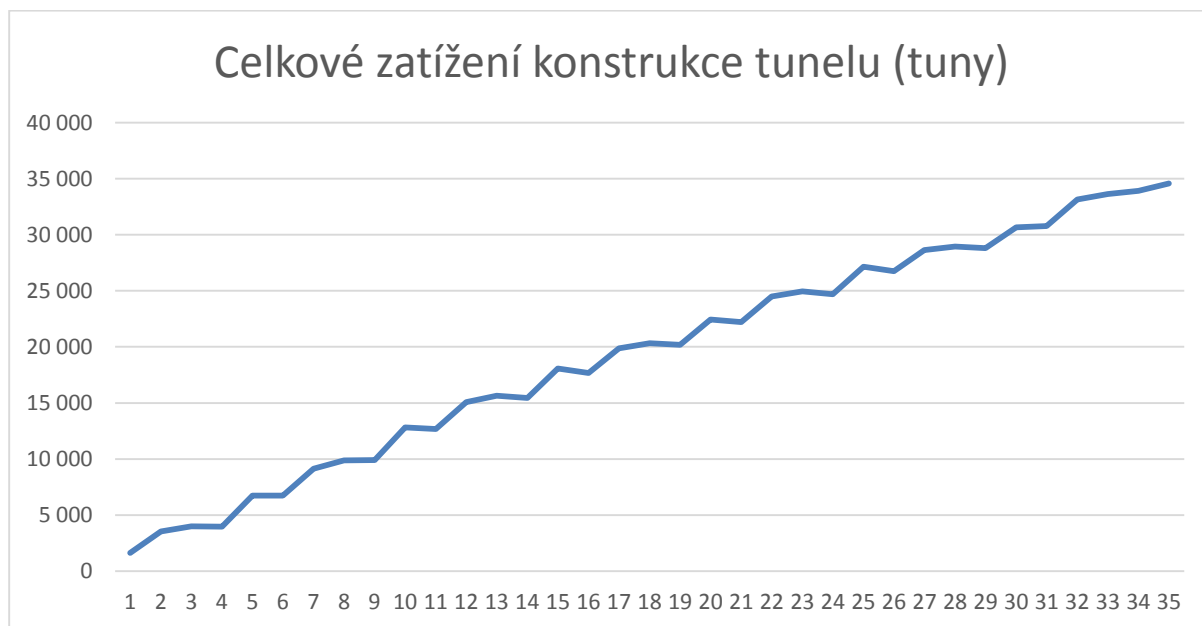


Obrázek 3-80 - Rozdělení měřených profilů v podélném řezu

Po provedení výpočtu byl získán soubor dat zatížení v jednotlivých bodech při 35 fázích. Ze získaného souboru dat jsme určili liniové zatížení každého bodu v příčném profilu na konstrukci během jednotlivých fází protlačování. Výsledky jsou shrnuté v následujícím grafu.



Z příčných rozměrů konstrukce a jednotlivého rozmístění měřených bodů lze ze získaných hodnot lehce dopočítat celkové zatížení na konstrukci během protlačování.



Obrázek 3-83 - Celkové zatížení konstrukce tunelu během protlačování

Maximální hodnota zatížení zeminy na tunel je 345 741 kN = 34 574 t.

3.3.2.3.2 Součinitel smykového tření

Díky měření, které bylo prováděno na již prováděných stavbách, jsme schopni s poměrně velkou přesností stanovit koeficient smykového tření pro naši konstrukci při použití mazací suspenze a Ropkins systému. Součinitel smykového tření tedy volíme:

$$\mu = 0,25$$

3.3.2.3.3 Výsledné plášťové tření

Nyní známe veškeré hodnoty, ze kterých můžeme vypočítat výsledné plášťové tření M .

$$M = \mu * \sigma$$

$$M = 0,25 * 345741 = 86435 \text{ kN} = 8644 \text{ t}$$

Tato vypočítaná hodnota je velice zajímavá, protože se zásadně neodchyluje od změřených tlačných sil již realizovaných staveb, shrnuté v *Tabulka 18 - Souhrnná tabulka projektů provedené pomocí Ropkins System™ Protlačované konstrukce provedené pomocí Ropkins System™*.

3.3.2.3.4 Výsledná tlačná síla

Tlačná síla, kterou jsme schopni vyprodukovat, musí překonat celkové plášťové tření. Je nutno vzít v úvahu, že vždy po 1 m posunu dojde k zastavení konstrukce, proto je nutné použít bezpečnostní rezervu pro dimenzi tlačné stanice, tato rezerva se běžně pohybuje mezi 1,5-2 násobkem plášťového tření. Takto navržená výsledná tlačná síla nám zaručí, že při rozjezdu zatlačování budeme schopni překonat počáteční klidové tření. Výslednou tlačnou sílu tedy volíme jako 1,75 násobek plášťového tření, po zaokrouhlení na celé tuny musí tlačná stanice vyvolat maximální tlačnou sílu **$T = 15\,000 \text{ t}$** . Na tuto hodnotu musíme nadimenzovat odolnost konstrukce proti protlačovací síle a podobu startovací konstrukce, která přenáší zatížení z tlačných pístů do zeminového masivu.

$$T = 15\,000 \text{ t} > M = 8\,644 \text{ t}$$

3.3.2.4 Výpočet tlačné stanice

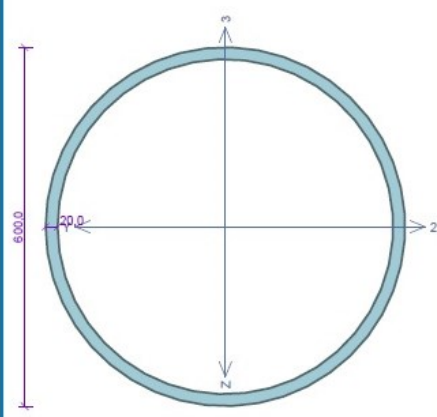
Tlačnou sílu $T=15000$ t si můžeme rozdělit po celé šířce tunelu, tj. 21 m do jednotlivých hydraulických lisů umístěných v úrovni základové desky po vzdálenosti po 1 m, z toho vyplyne nutná minimální síla jednoho tlačného hydraulického válce T_1

$$T_1 = \frac{T}{\text{šířka tunelu}} = \frac{15000}{21} = 714 \text{ tun}$$

S rezervou zvolíme maximální výkon jednoho tlačného válce na hodnotu:

$$T_1 = 800 \text{ tun} = 8000 \text{ kN}$$

Maximální zdvih hydraulického válce volíme 2,2 m, ale celková délka dráhy protlačování je 38,5 m. Tlačné hydraulické válce zůstávají ukotveny do základové desky, proto je nutno prodloužit jejich tlačnou sílu postupným přidáváním dvoumetrových kusů, navzájem svařovaných, ocelových prodlužovacích ocelových trubek z oceli S355 o celkové délce $18 \times 2 + 1,9 = 37,9$ m. Z přiloženého výpočetního protokolu vyplývá, že pro prodlužovací potrubí jsou navrženy trubky o vnějším průměru 600 mm a tloušťce stěny 20 mm. Na celou délku nevyhoví při daném zatížení 8000 kN trubka na vzpěr, proto je nutné každých 5 m zajistit potrubí proti vzpěru ocelovou konstrukcí.

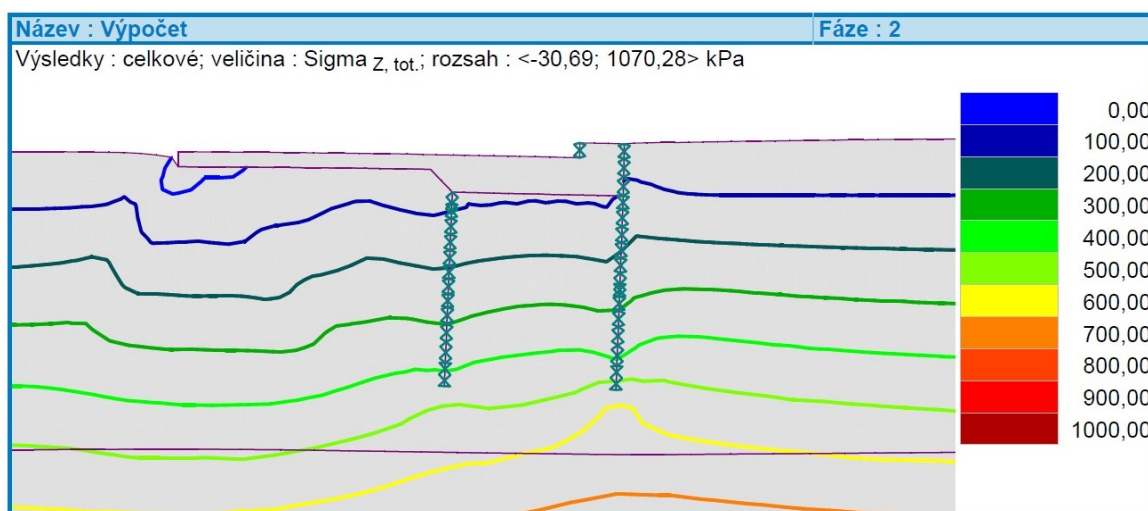
Prodlužovací trubky	
	<p>Norma EN 1993-1-1/Česko.</p> <p>Únosnost průřezu : $\gamma_{M0} = 1,000$ Únosnost průřezu při posuzování stability : $\gamma_{M1} = 1,000$ Únosnost oslabeného průřezu : $\gamma_{M2} = 1,250$</p> <p>Průřez trubka kulatá 600 Průřezová plocha: $A = 3,844E04 \text{ mm}^2$ Poloha těžiště: $y_T = 300,0 \text{ mm}$ $z_T = 300,0 \text{ mm}$ Momenty setrvačnosti: $I_y = 1,534E09 \text{ mm}^4$ $I_z = 1,534E09 \text{ mm}^4$ Průřezové moduly: $W_{y,1} = -5,114E06 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 5,114E06 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 5,114E06 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -5,114E06 \text{ mm}^3$ Moment tuhosti v prostém kroucení: $I_k = 3,088E09 \text{ mm}^4$ Výšečový moment setrvačnosti: $I_{\omega} = 1,008E-05 \text{ mm}^5$ Plastické průřezové moduly: $W_{pl,y} = 6,731E06 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 6,731E06 \text{ mm}^3$</p> <p>Materiál: EN 10025 : Fe 360 Materiálové charakteristiky: Mez kluzu f_y : 235,0 MPa Mez pevnosti f_u : 360,0 MPa Modul pružnosti E : 210000 MPa Modul pružnosti ve smyku G : 81000 MPa</p>
	<p>Vnitřní síly v souřadném systému průřezu Zatěžovací případ s největším využitím Zat. případ 1</p> <p>$N = -8000,000 \text{ kN}$ $V_z = 0,000 \text{ kN}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_t = 0,000 \text{ kNm}$ $T_{\omega} = 0,000 \text{ kNm}$</p> <p>$M_y = 0,000 \text{ kNm}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$</p>
	<p>Parametry vzpěru Délka dílce: 40,000 m</p> <p>$L_z = 5,000 \text{ m}$ $k_z = 1,000$ $L_{\sigma,z} = 5,000 \text{ m}$ $L_y = 5,000 \text{ m}$ $k_y = 1,000$ $L_{\sigma,y} = 5,000 \text{ m}$</p>
	<p>Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 1; Třída průřezu: 1 Vnitřní síly: $N = -8000,000 \text{ kN}$; $M_y = 0,000 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ Posudek nejneprůzračnější kombinace vzpěrného tlaku a ohybu: Vzpěr Y: Únosnosti: $N_{Rk} = -8382,501 \text{ kN}$ $0,954 + 0,000 + 0,000 = 0,954 < 1$ Vyhovuje Vzpěr Z: Únosnosti: $N_{Rk} = -8382,501 \text{ kN}$ $0,954 + 0,000 + 0,000 = 0,954 < 1$ Vyhovuje Střihlost dílce: 24,4 Průřez vyhovuje</p>
VYHOVUJE	

Obrázek 3-84 - Výpočet tlačných trubek

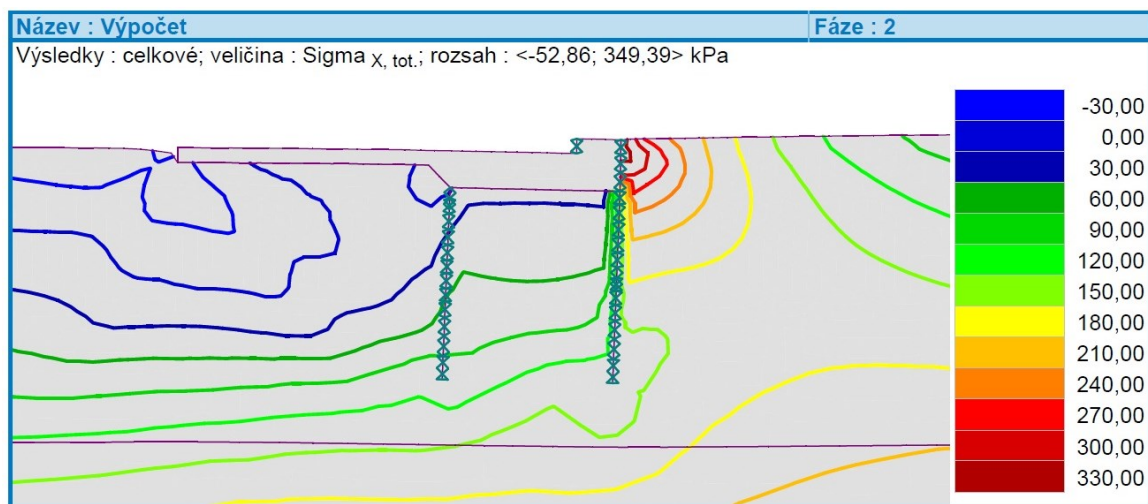
Maximální tlačná síla, kterou dokáže tlačná stanice během protlačování vyvolat je:

$$T_{max} = T_1 * n = 800 * 21 = 16800 \text{ t} = 168000 \text{ kN}$$

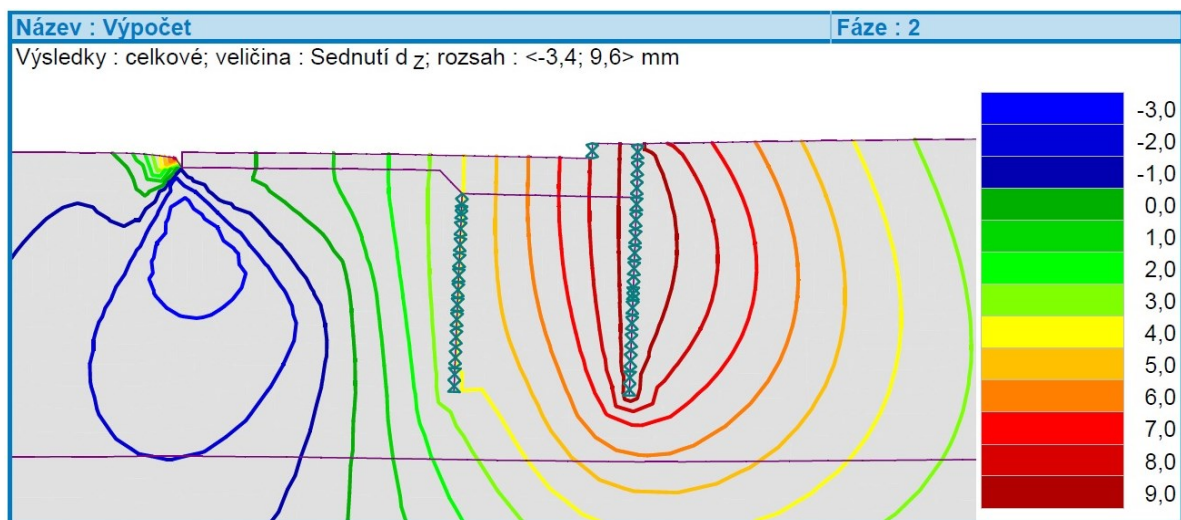
Tato síla působí vodorovně a musí být přenesena do zeminového masivu. V běžných případech se tlačná stanice opírá stěnu stavební jámy, což vzhledem k stísněným podmínkám na našem staveništi toto není možné. Vodorovnou sílu je tedy nutno přenést pomocí masivní základové železobetonové desky, která bude zároveň sloužit jako podkladní deska pro betonáž protlačované konstrukce. Základová deska bude do zeminy přikotvena pomocí dvojic podzemních stěn šířky 1 m, délky 3 m a hloubky 13 m zakotvených do skalního podloží. Dvojice podzemních stěn bude od sebe vzdálena 2 m o celkovém počtu 11 ks. Úloha byla zadána a posouzena v programu GEO 5 MKP, z dosažených výsledků zde předkládáme totální napětí v zemině a dosažené deformace.



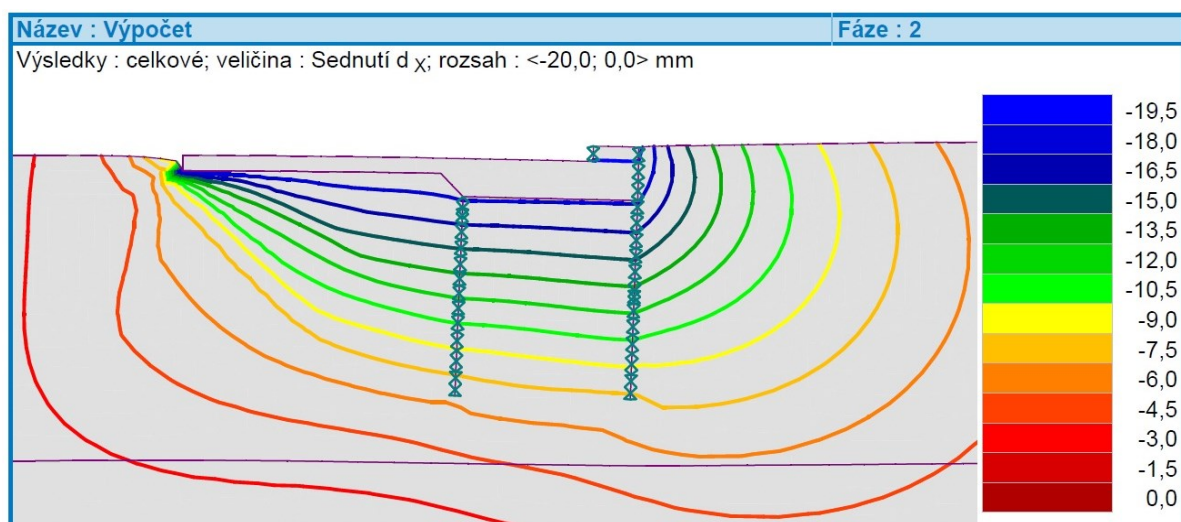
Obrázek 3-85 - Totální napětí S_{zz}



Obrázek 3-86 - Totální napětí S_{xx}



Obrázek 3-87 - Deformace D_z



Obrázek 3-88 - Deformace D_x

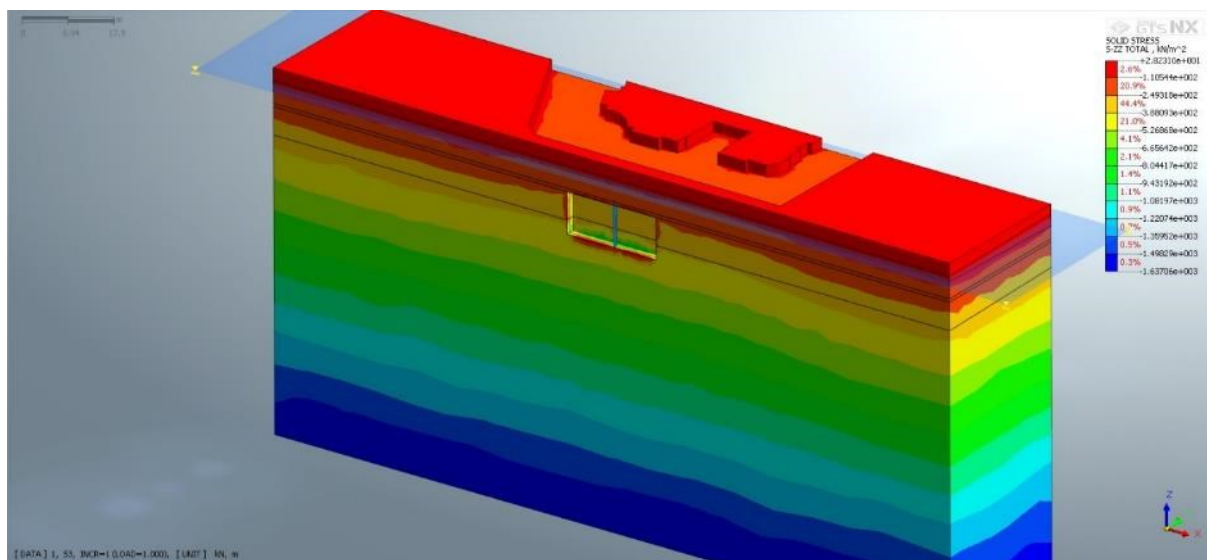
Z výpočtů je patrné, že při maximálním zatížení dojde k vodorovnému posunu do 20 mm při zaboření 9 mm.

3.3.2.5 Chování zeminového prostředí a nadzemních objektů během protlačování

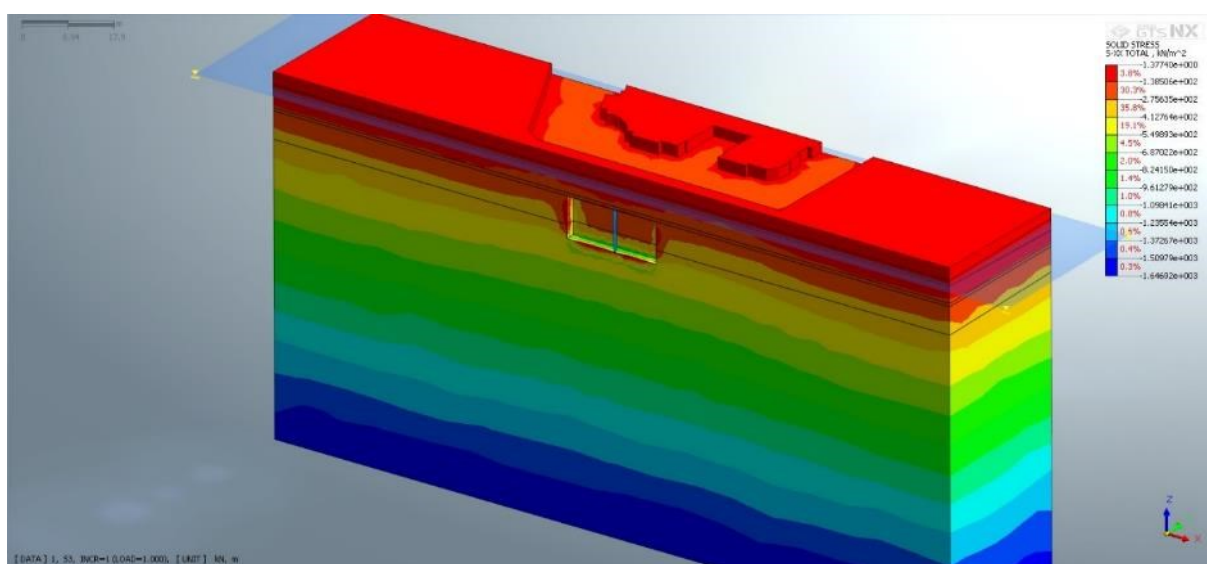
Abychom získali představu o tom, jak se bude během protlačování chovat zeminové prostředí a konstrukce, provedli jsme komplexní 3D výpočet v programu Midas GTS NX. Do výpočtu jsme namodelovali kompletní zeminové prostředí, které se nachází mezi dvěma stavebními jámami a rozčlenili jsme jej do jednotlivých geotypů včetně zohlednění výšky hladiny podzemní vody, dále jsme v modelu také uvažovali se zatížením povrchu stávající nadzemní zástavbou. Konstrukce je modelována osově z 2D prvků a je zohledněn technologický postup během protlačování.

3.3.2.5.1 Chování zeminového prostředí

- 3. Fáze budování – počátek hloubení



Obrázek 3-89 - Fáze 3 - Napětí Szz



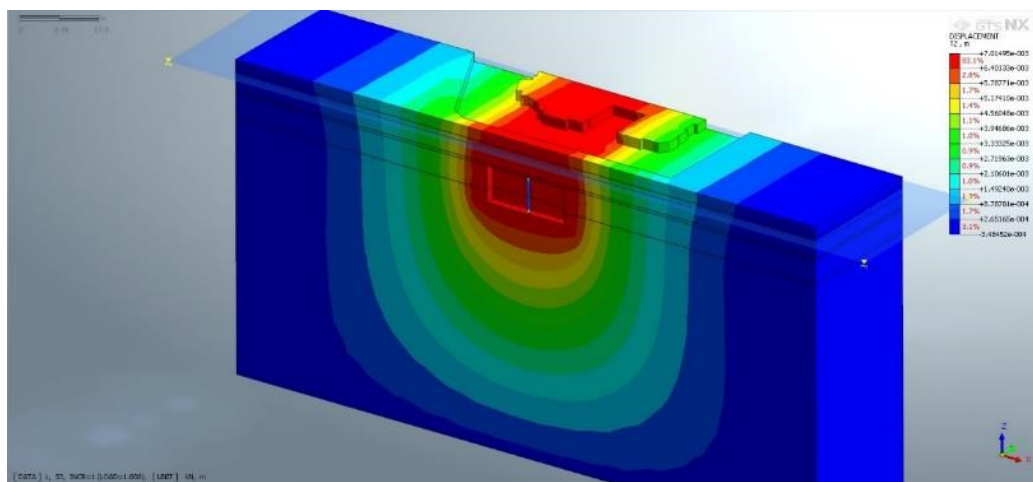
Obrázek 3-90 - Fáze 3 - Napětí Sxx

Maximální deformace ve 3 fázi:

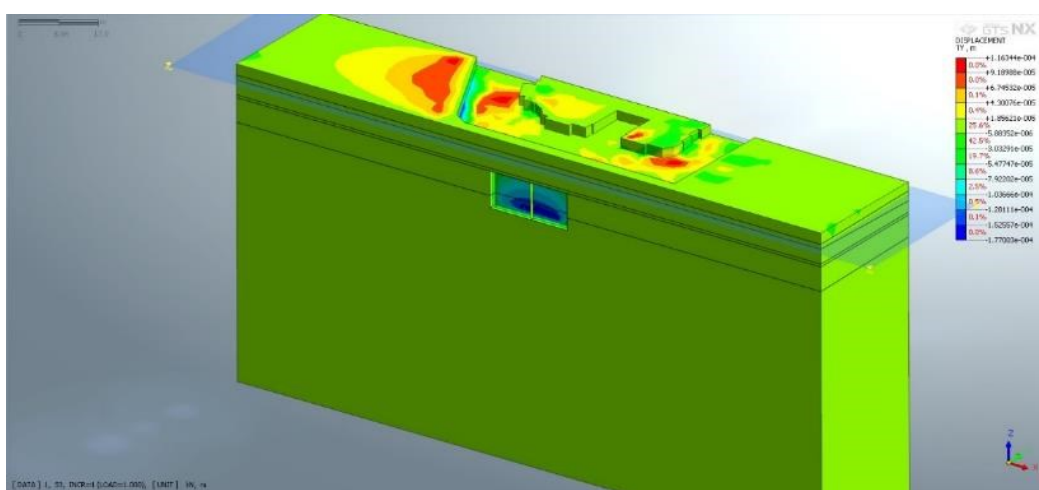
z = 7 mm

y = 0,2 mm (čelba)

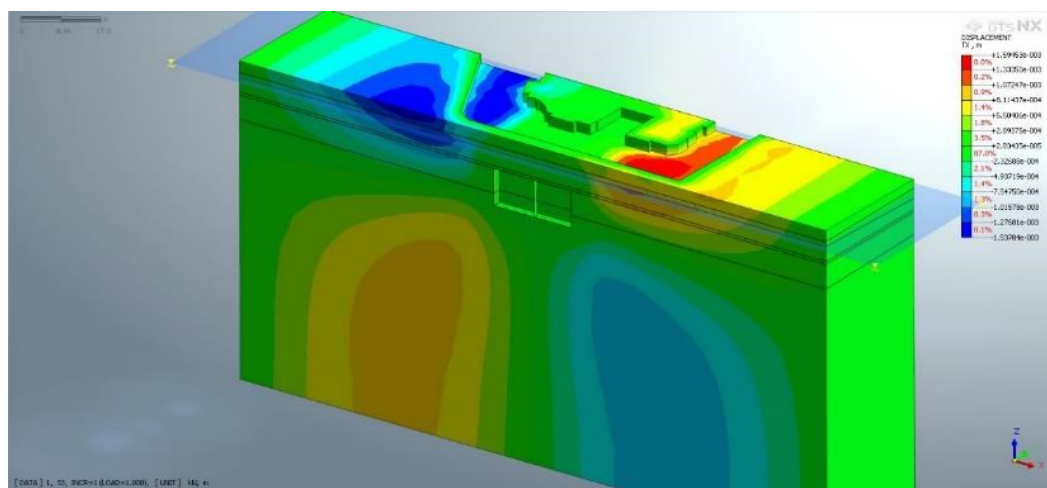
x = 1,5 mm



Obrázek 3-91 - Fáze 3 - Deformace ve směru z

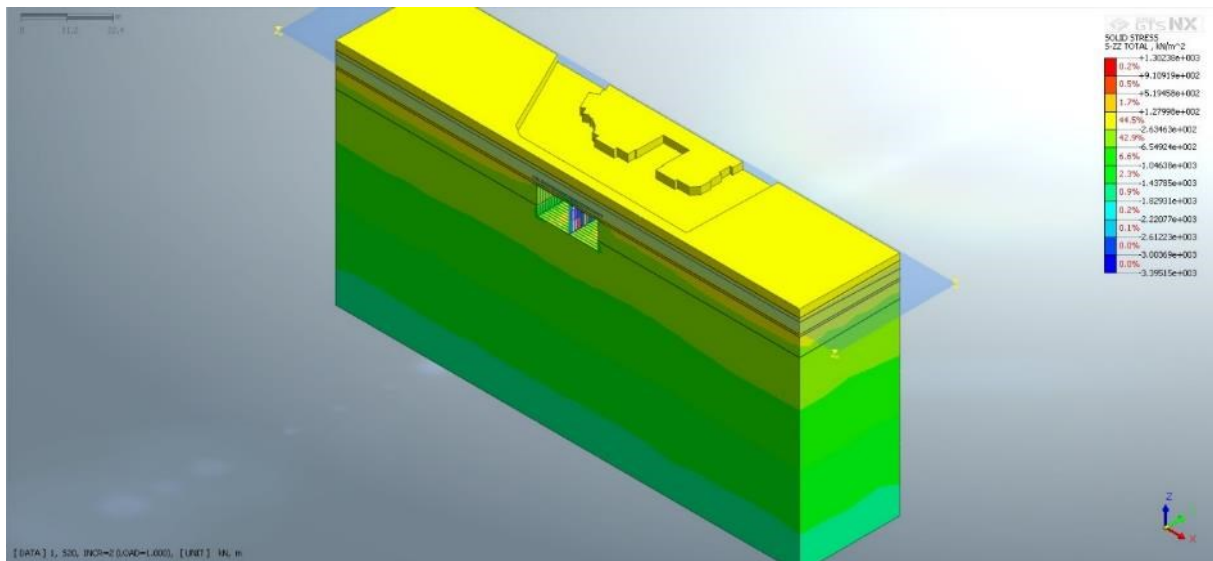


Obrázek 3-92 - Fáze 3 - Deformace ve směru y

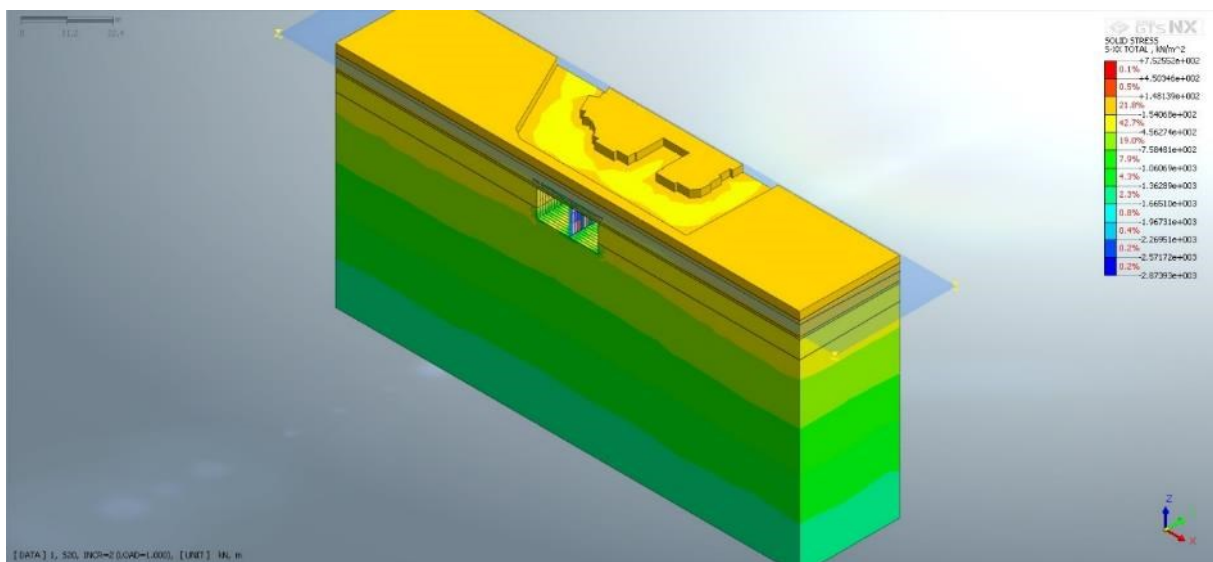


Obrázek 3-93 Fáze 3 - Deformace ve směru x

20. Fáze budování – jedna polovina vyhloubena



Obrázek 3-94 - Fáze 20 - Napětí Szz



Obrázek 3-95 - Fáze 20 - Napětí Sxx

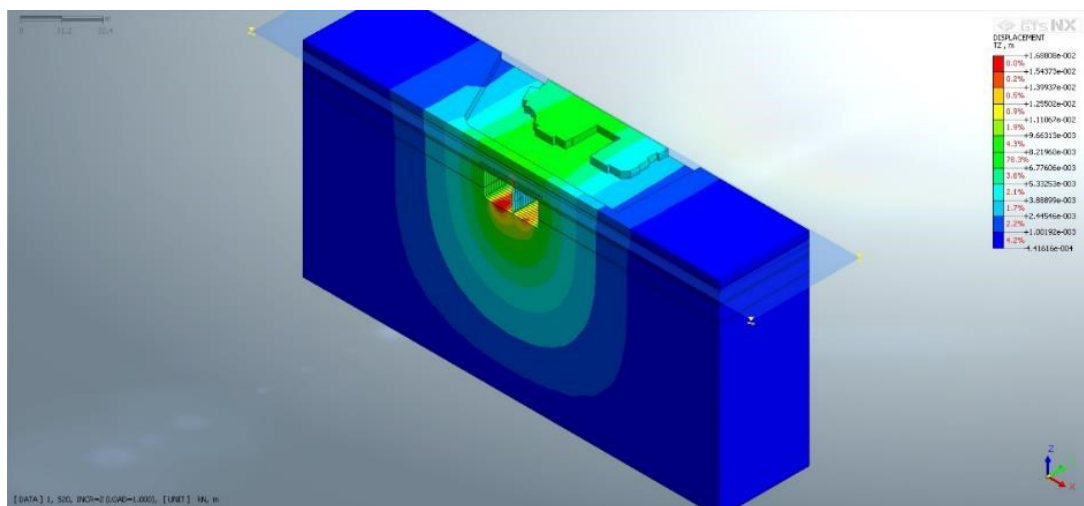
Maximální deformace ve 20. fázi:

z = 9 mm (povrch)

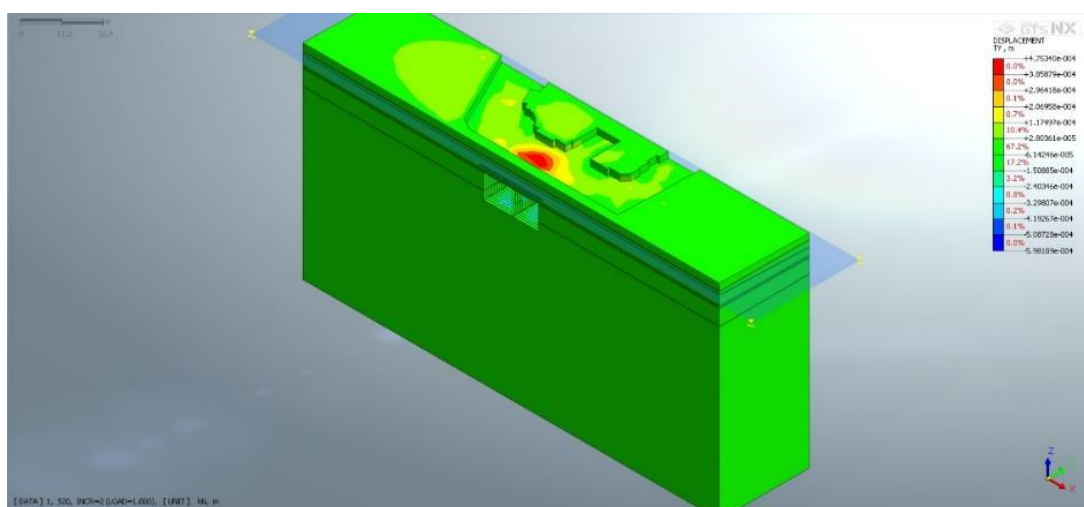
z = 16 mm (dno tunelu)

y = 0,6 mm (čelba)

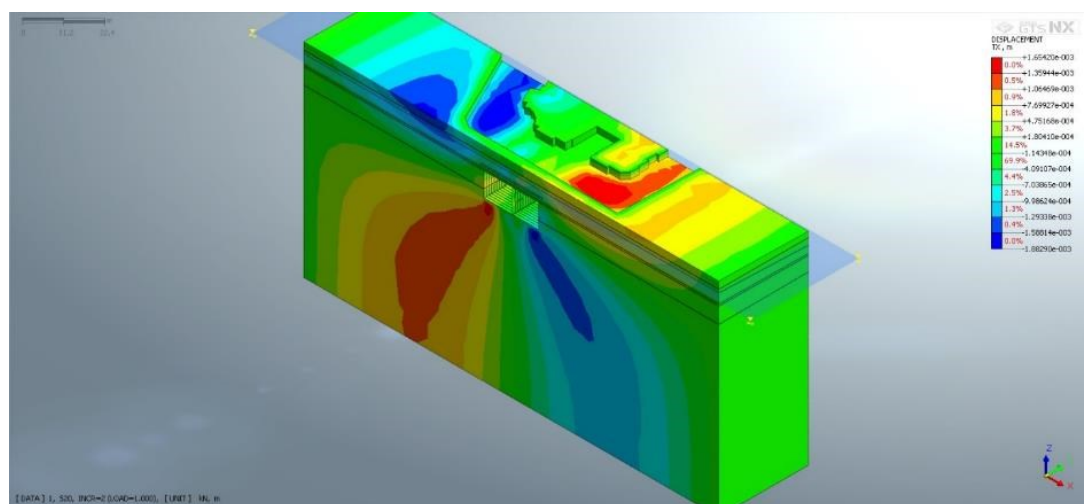
x = 2 mm



Obrázek 3-96 - Fáze 20 - Deformace ve směru z

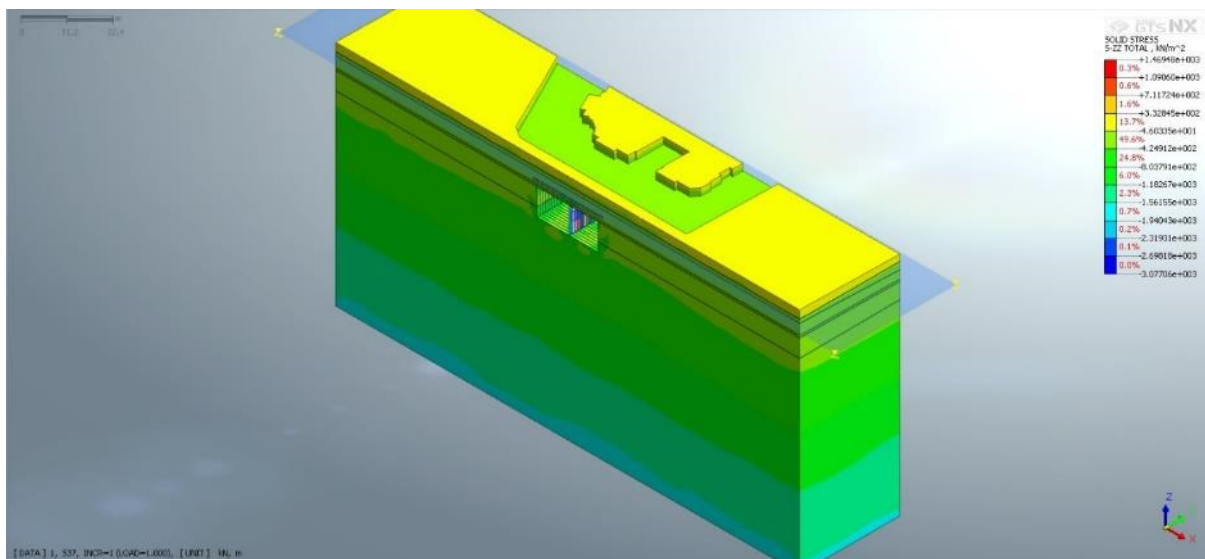


Obrázek 3-97 - Fáze 20 - Deformace ve směru y

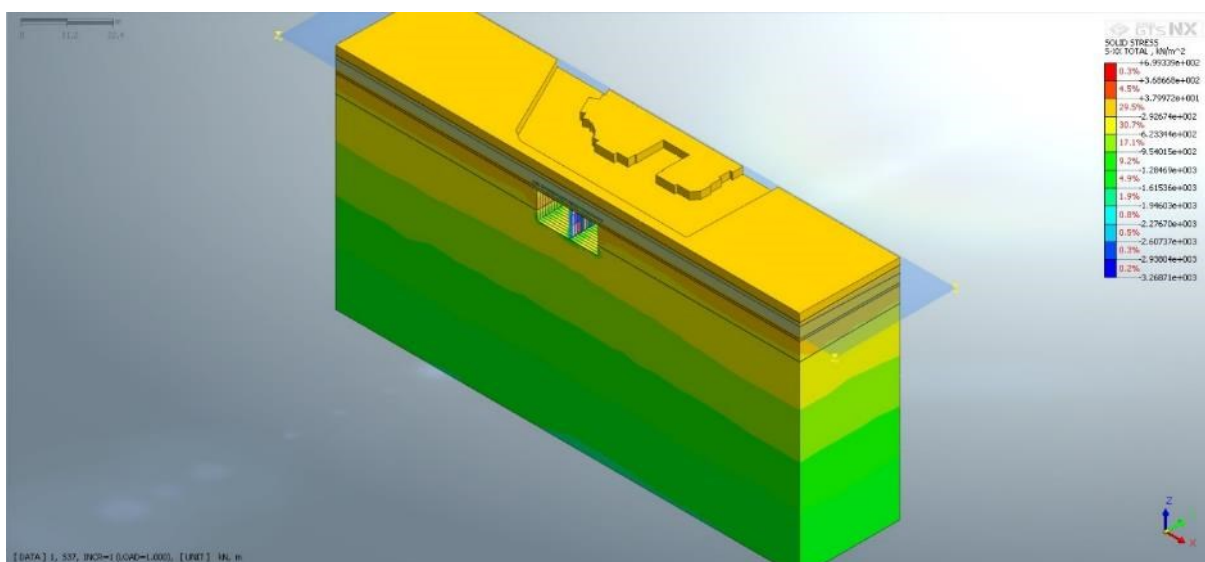


Obrázek 3-98 - Fáze 20 - Deformace ve směru x

- 37. Fáze budování – Tunel je protlačen



Obrázek 3-99 - Fáze 37 - Napětí Szz



Obrázek 3-100 - - Fáze 37 - Napětí Sxx

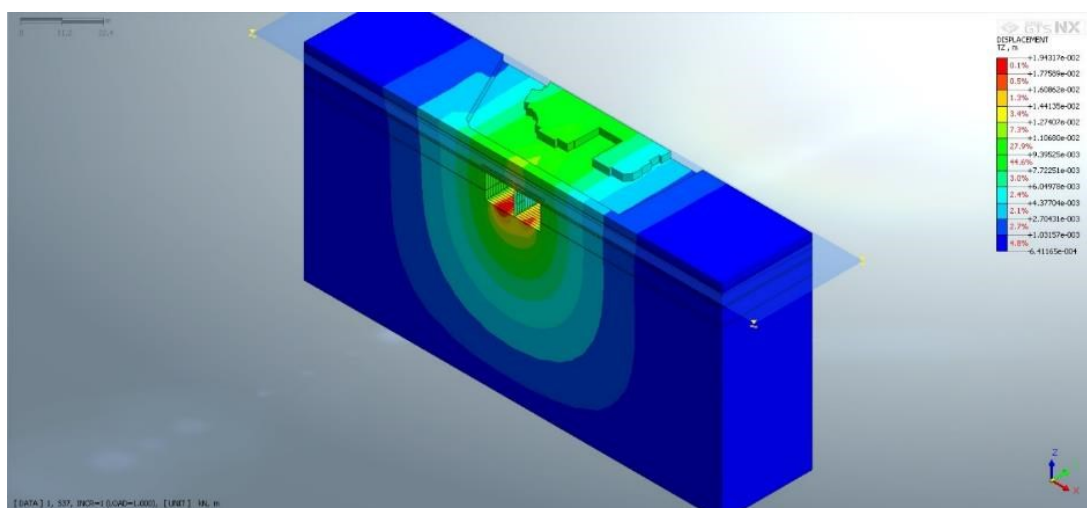
Maximální deformace ve 37. fázi:

z = 12 mm (povrch)

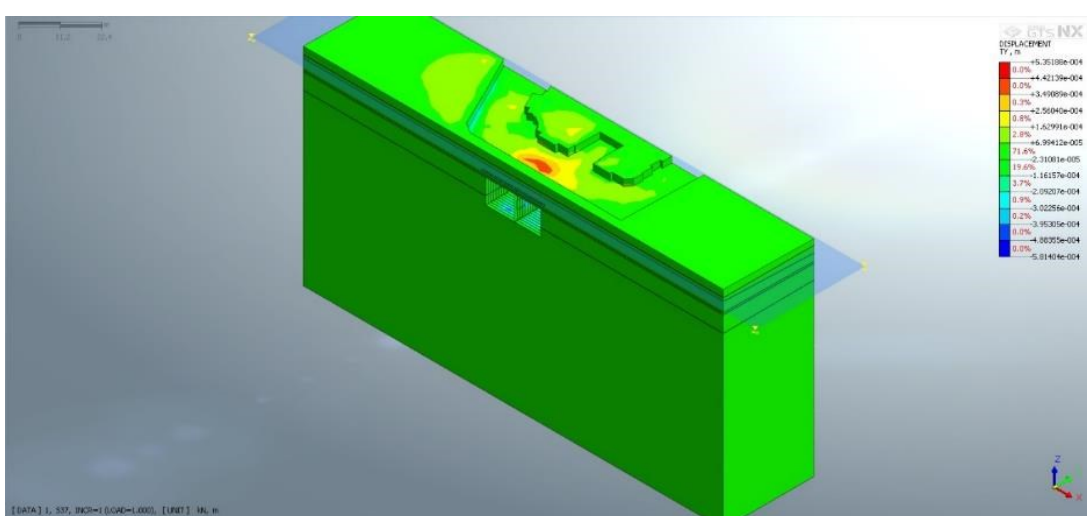
z = 19 mm (dno tunelu)

y = již není třeba (čelba)

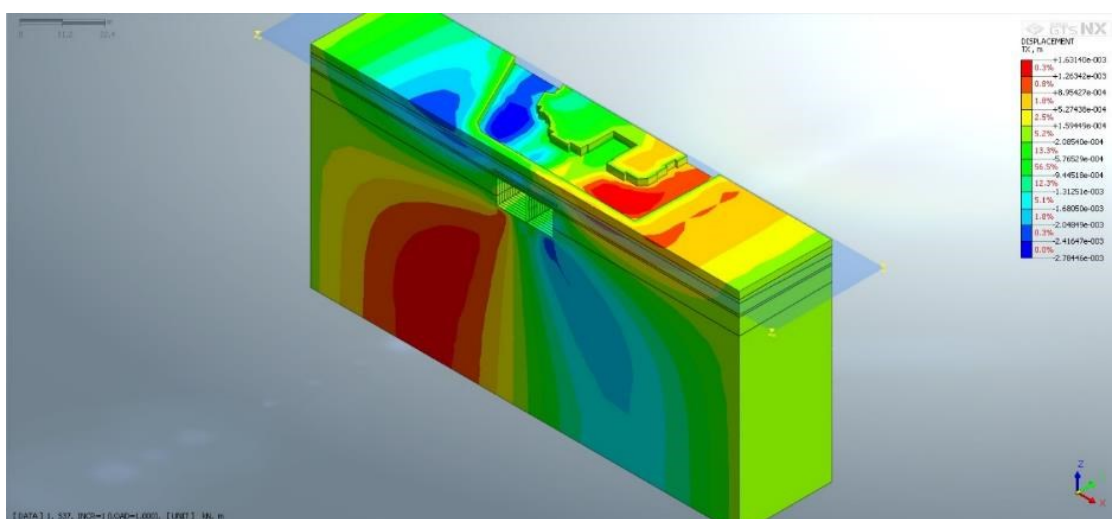
x = 3 mm



Obrázek 3-101 - Fáze 37 - Deformace ve směru z



Obrázek 3-102 - Fáze 37 - Deformace ve směru y



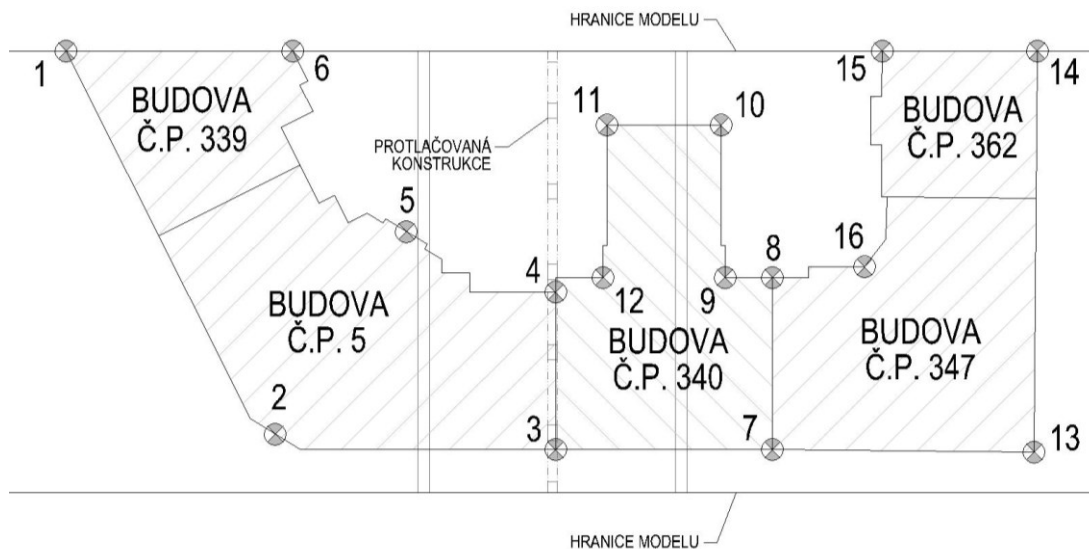
Obrázek 3-103 - Fáze 37 - Deformace ve směru x

3.3.2.5.2 Deformace povrchových objektů

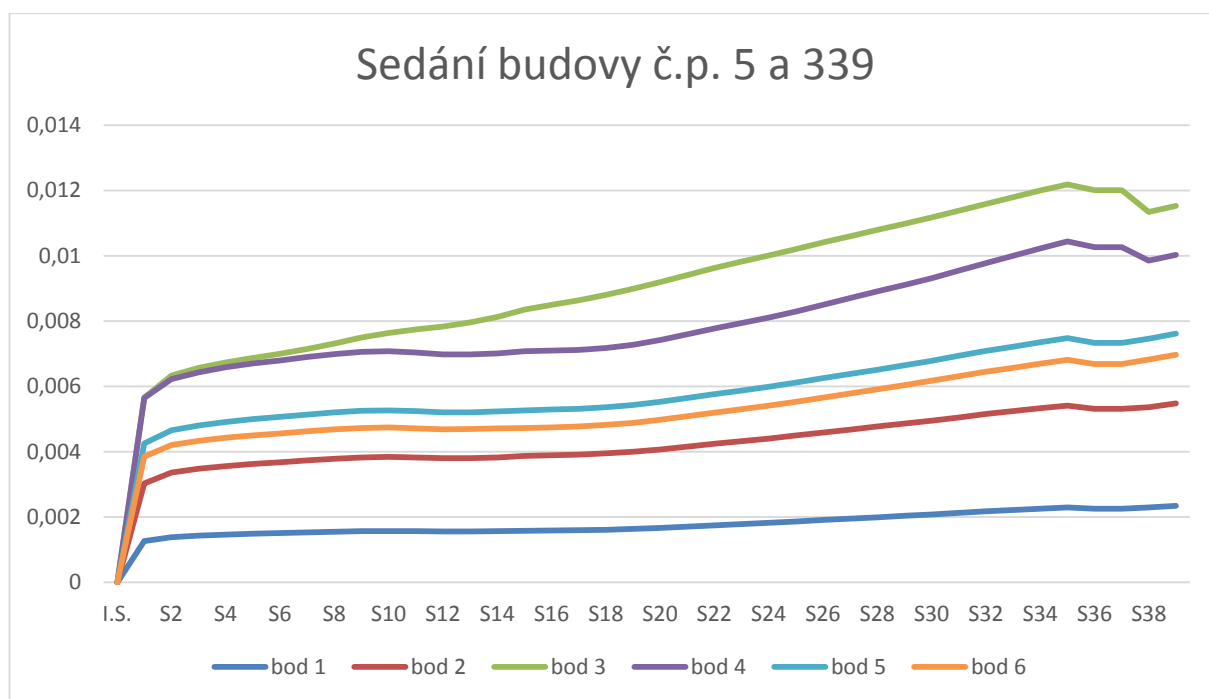
Jeden z nejvíce sledovaných parametrů je sedání, resp. deformace nadzemních objektů nad tunelem během výstavby. Každou dotčenou budovu jsme sledovali v několika bodech během

jednotlivých fází protlačování, vypočtené hodnoty jsme vynesli do grafu, ze kterého je vidět změna sedání jednotlivých bodů během výstavby.

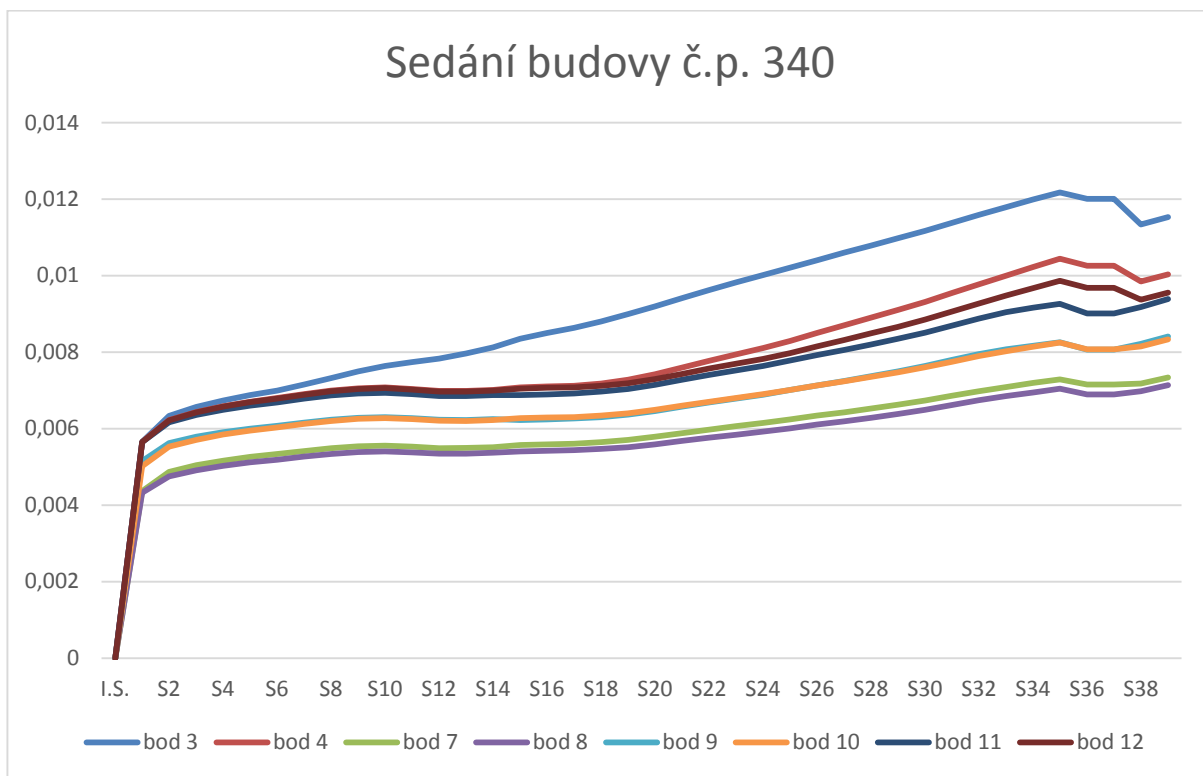
OZNAČENÍ BODŮ PRO SLEDOVÁNÍ DEFORMACÍ NADZEMNÍCH OBJEKTŮ



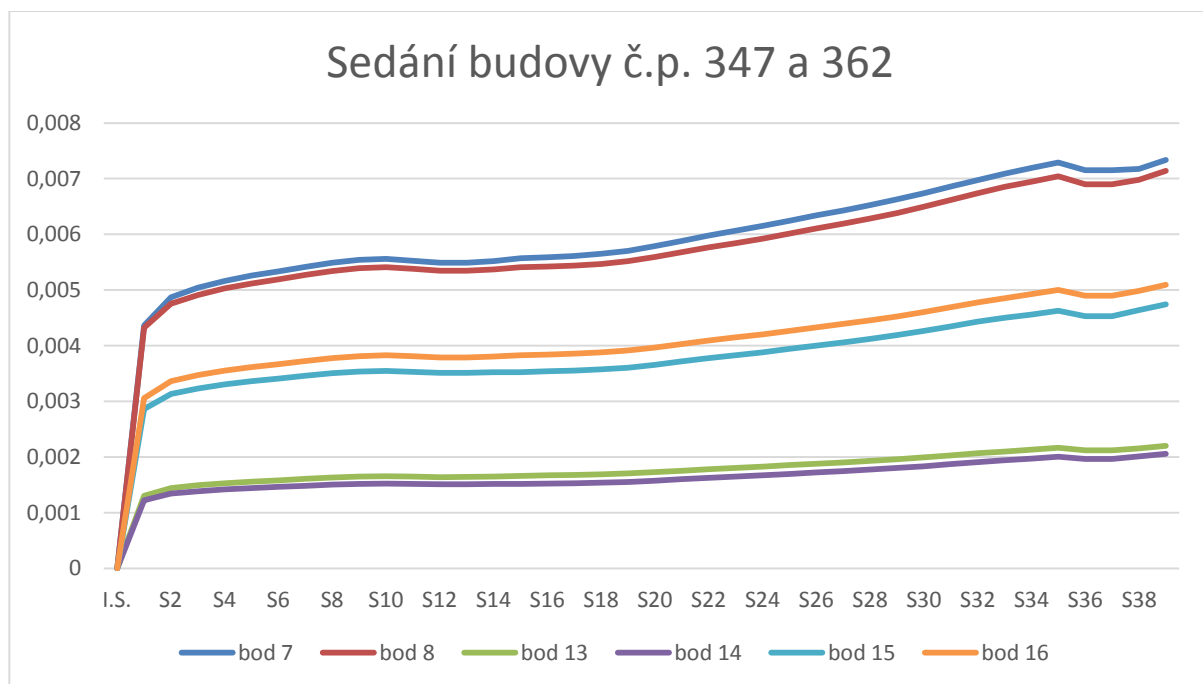
Obrázek 3-104 - Označení bodů pro sledování deformací nadzemních objektů



Obrázek 3-105 - Sedání budovy č.p. 5, 339



Obrázek 3-106 - Sedání budovy č.p. 340



Obrázek 3-107 - Sedání budovy č.p. 347 a 362

3.3.2.6 Vyhodnocení výpočtu

Výsledné grafy a obrázky nám dávají zajímavé výsledky. Během protlačování totiž nedochází k sedání, ale budovy jsou vytlačovány směrem vzhůru. Tento jev je s největší pravděpodobností způsoben nedokonalostí zeminového modelu Mohr-Coulomb, který je popsán v kapitole 2.5.4.2 *Model Mohr-Coulomb*. Pro realističtější výpočet by bylo vhodnější použít vyspělejší zeminové modely jako jsou např. Cam-Clay nebo Hypoplastický jíl, které ale vyžadují zavedení nadstandartních vstupních parametrů. Tyto výpočty již ale přesahují rozsah této bakalářské

práce, proto se spokojím s následujícím vyhodnocením. Teoreticky dosažená deformace od zatížení se bude pohybovat řádově v milimetrech, v modelu bylo totiž ověřeno, že chování zmrazené zeminy je velmi podobné chování beton C8/10. Výpočtem bylo ověřeno, že během ražby zůstává čelba stabilní a nedochází k její deformaci. Vypočtená deformace je asi poloviční oproti variantě 1a), z toho vyplývá, že tuhá deska umístěná pod základy zásadně zlepšuje odezvu povrchové zástavby na deformace vyvolané ražbou stanice a zároveň ochrání nadzemní zástavbu v případě, že by se při ražbě vyskytly komplikace. Výsledné poklesy budou tedy závislé na samotné deformaci železobetonové konstrukce, která se pohybuje do 5 mm. Ve výpočtu nebyl navíc zohledněn technologický nadvýrub protlačované konstrukce o celkové mocnosti 30 mm, ve kterém jsou umístěna anti-třecí lana a který má být po dokončení protlaku zainjektován, což bude velmi náročné, proto očekávám, že během vytahování lan a injektování zbylého prostoru dojde k určitým deformacím, které odhaduji na velikost 15-25 mm. Lze tedy očekávat, že výsledná deformace povrchové zástavby se bude po zohlednění technologie protlačování pohybovat mezi **s = 20-30 mm**.

3.3.3 Časový harmonogram

Dle časového harmonogramu viz *Dodatek č. 3* bude stavba hrubých konstrukcí trvat 821 dní (počítáno od zahájení stavebních prací v rámci stanice NS), což je o 202 dní více než varianta 1a), potom bude stavební jáma uvolněna pro průjezd razících štítů a jejich další ražbu do stanice Pankrác. Dle celkového cyklogramu výstavby trasy metra I.D3 viz *Dodatek č. 4* bude nutné zahájit počátek výstavby o 3 měsíce dříve oproti cyklogramu z DUR.

3.3.4 Odhad nákladů

Dle dílčího propočtu viz *Dodatek č. 0*, který v sobě zahrnuje výstavbu hrubých stavebních konstrukcí objektu SO 32-19 Stanice-ražená část, jsou očekávané stavební náklady pro provedení ražby ve variantě 1b) **467 049 792 Kč**.

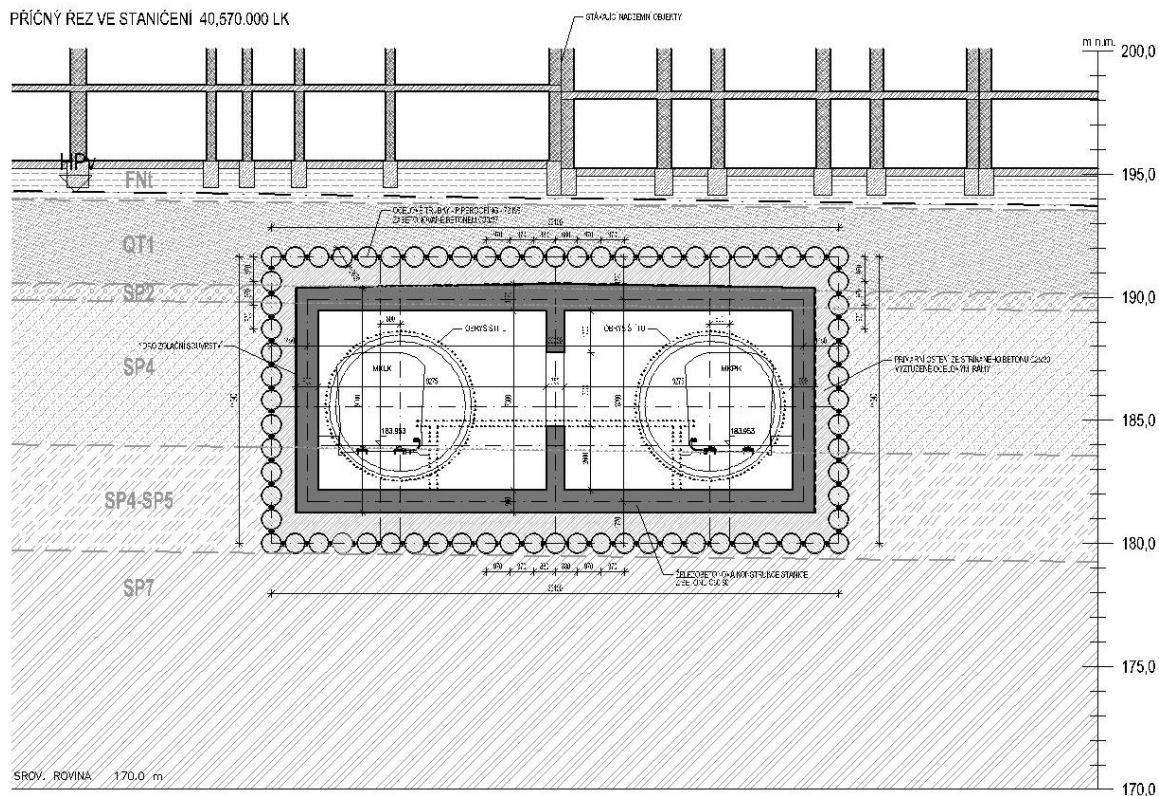
3.3.5 Zhodnocení varianty

Pro provedení těchto prací budou použity technologie a postupy, které jsou běžné ve světě, ale v České Republice s nimi nejsou žádné zkušenosti. K předešlé variantě se ještě přidává technologie Pipe-roofingu, která je také velmi technologicky náročná, ale protlaky potrubí se i v České Republice běžně provádějí. Z hlediska času jde o středně časově náročnou variantu. Riziko deformací a poškození nadzemních objektů během výstavby je minimalizováno vytvořením ocelobetonové desky a jejím spřažením s milánskými stěnami stavební jámy.

3.4 Varianta 2) - Piperoofing – ražba pod ochranou ocelových trubek

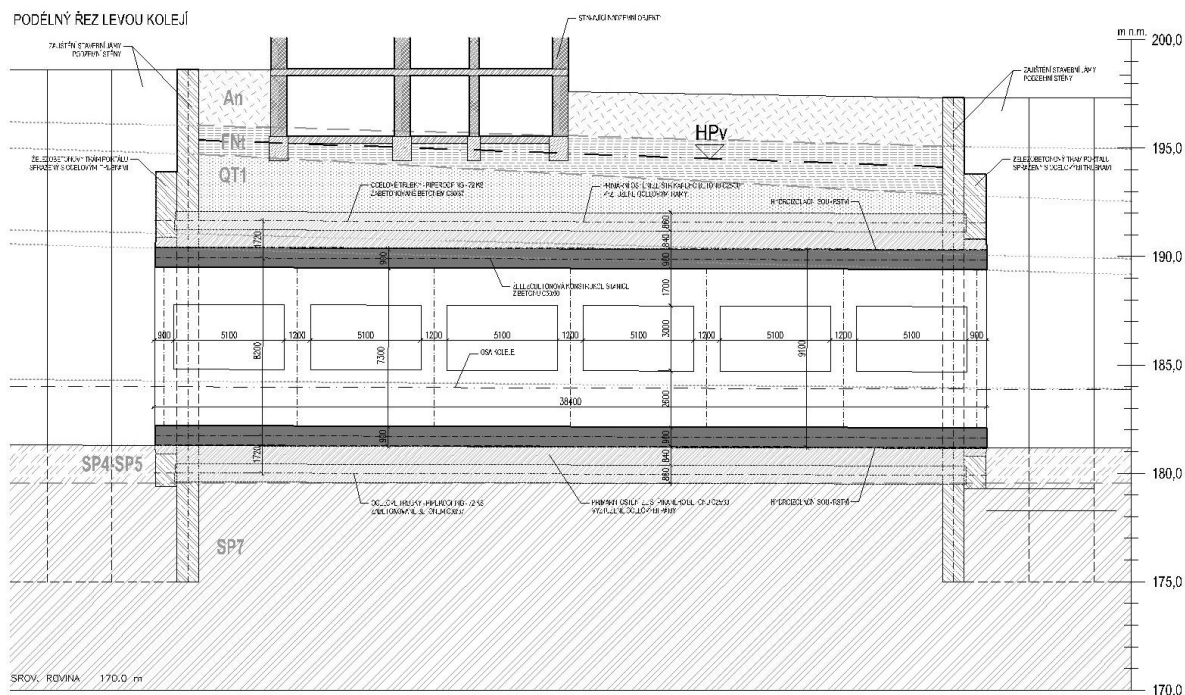
V předešlých variantách bylo nutné použít (u nás zcela neznámou) metodu protlaku velké železobetonové konstrukce o průřezu 21,1x9,1 m skrze plně zvodnělé prostředí fluvialních sedimentů a zcela zvětralých až navětralých prachovitých břidlic v údolní náplavě potoka Botiče. Technicky jednodušší se jeví použít pouze metody Pipe-roofingu, tedy bez protlačování celého jednoho dilatačního dílu stanice. Tato metoda spočívá v tom, že dojde k provedení protlačovaných ocelových trubek z jedné stavební jámy do druhé tentokrát po celém obvodu okolo budoucí konstrukce stanice. Ocelové trubky budou mezi sebou opatřeny zámkami, které po jejich zainjektování, zajistí vodotěsnost, tedy nebude docházet k přítokům z okolního zvodnělého prostředí.

PŘÍČNÝ ŘEZ VE STANIČENÍ 40,570.000 LK



Obrázek 3-108 - Varianta 2 - Příčný řez s geologií

PODÉLNÝ ŘEZ LEVOU KOLEJÍ



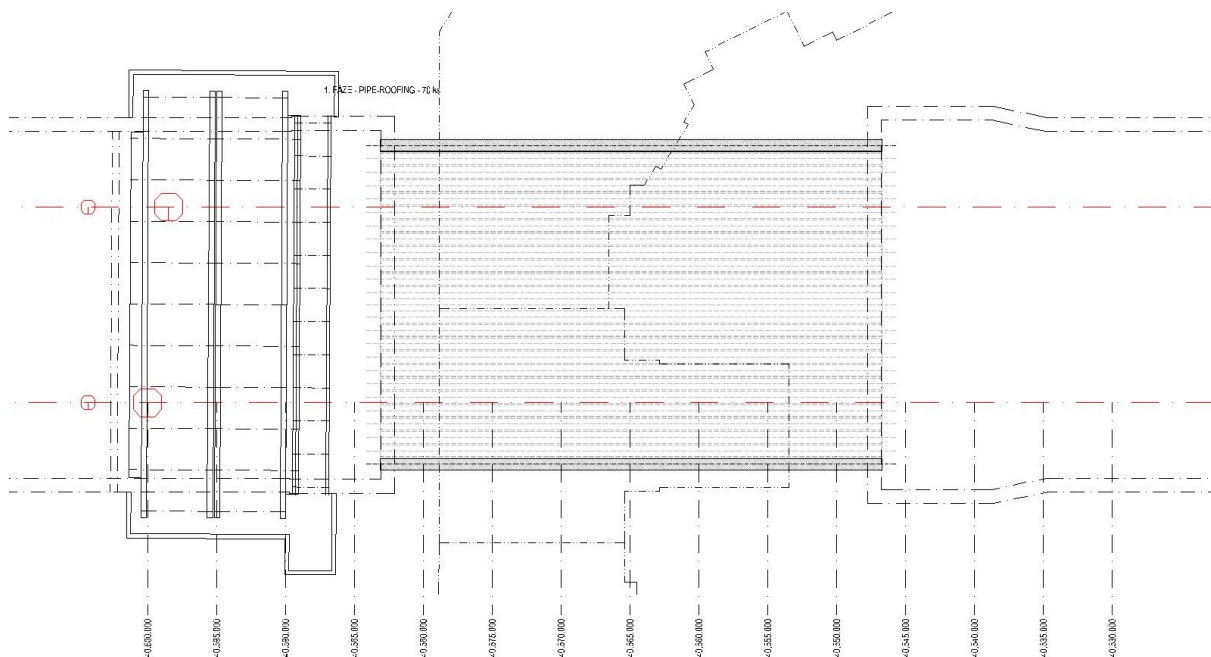
Obrázek 3-109 - Varianta 2 - Podélný řez s geologií

Při hloubení stavební jámy dojde k protlačení 72 ks ocelových trubek z jednoho portálu do druhého. Protlačení ocelových trubek bude probíhat pomocí mikrotunelovacího stroje schopného protlačování ocelových trubek daného profilu v zemině plně nasycené podzemní vodou, např. Pipe jacking machine AVN500XC ext od firmy Herrenknecht. Ocelové trubky jsou uvažovány o průměru 760 mm s tloušťkou stěny minimálně 20 mm, které budou na stavbu dopravovány ve 2 m kusech a svařovány před jejich zatlačení na místě. Po protlačení budou

ocelové trubky zabetonovány, čímž vznikne ocelobetonová deska pod základy stávajících objektů. Na portálech bude z trubek vyvedena výztuž, která bude spřažena s železobetonovým trámem stavební jámy. Po provedení této konstrukce a zainjektování spojovacích zámku můžeme přistoupit k úpravě zeminového prostředí. Vzhledem k tomu, že jsme vnitřní prostor budoucí stanice zcela izolovali od okolní proudící vody, můžeme zeminu upravit pomocí cementových injektáží, injektáž musí být navržena tak, aby došlo ke spotřebě uzavřené podzemní vody, čímž dojde k celkovému zpevnění zeminového prostředí a jeho vysušení. Po této úpravě můžeme přistoupit k ražbě, které nyní probíhá v suchém zpevněném prostředí ze všech stran pod ochranou vybetonovaných ocelových trubek. Při ražbě se bude postupovat po jednotlivých záběrech, které budou spočívat v odtěžení zeminy a provedení ocelovými rámy vyztuženého primárního ostění ze stříkaného betonu C25/30. Po cca 6 m hloubení bude primární ostění podepřeno ocelovými sloupy, které budou přenášet svislé zatížení od budov a zeminy. Takto se bude postupovat až do vyražení celého prostoru budoucí stanice. Vzhledem k tomu, že po vyražení budeme mít k dispozici rovnou a suchou plochu stříkaného betonu primárního ostění budeme izolovat definitivní konstrukce izolací proti vodě, lze použít jak fóliovou PVC izolaci, tak izolaci stříkanou. Definitivní železobetonové ostění bude vytvořeno ve dvou etapách, v první dojde k vytvoření cca 4,5 m pruhů obsahující sloupy, po jejich vyvržení budou demontovány ocelové sloupy primárního ostění. V druhé etapě budou spojeny výztuží pomocí betonářských spojek a dobetonovány desky a stěny mezi již vybetonovanými pásy se sloupy.

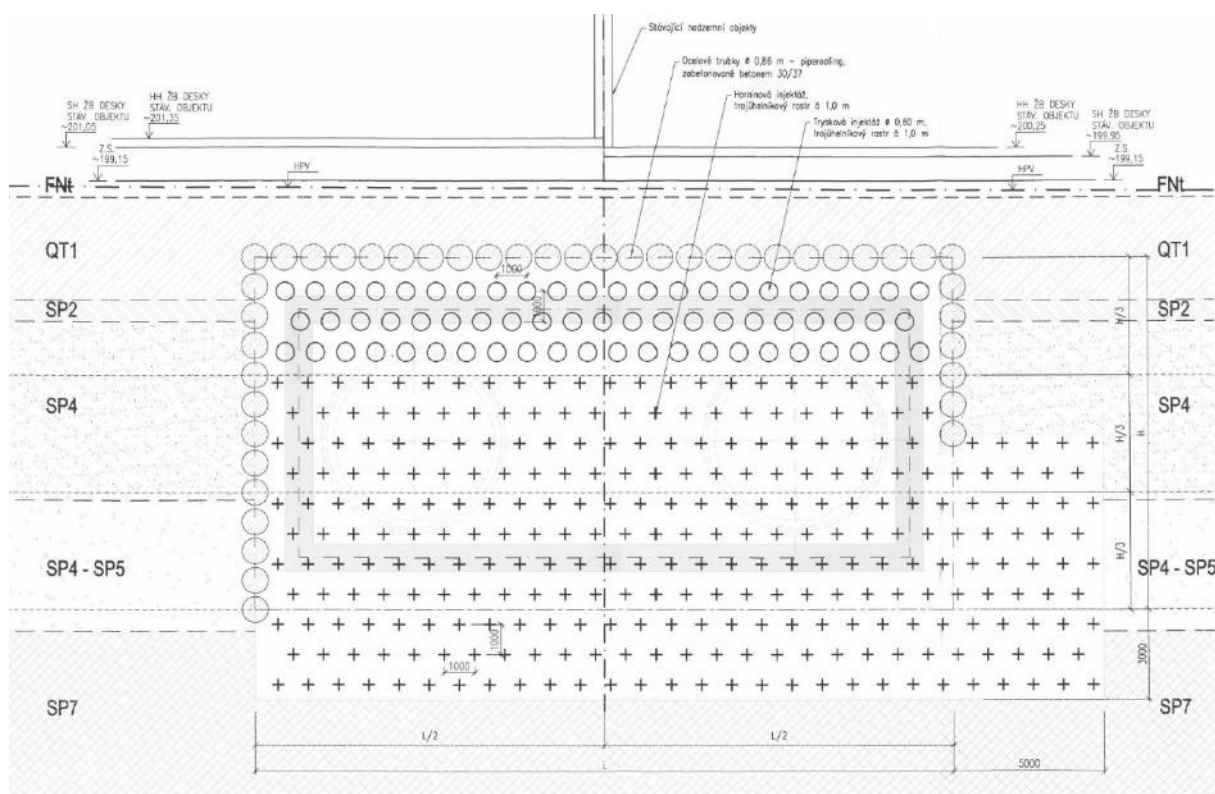
3.4.1 Postup výstavby

- 1) Vyhĺoubení vodotěsné stavební jámy na úrovní potřebnou pro protlačování trubek zajišťující strop tunelu stanice
- 2) Zhotovení opěrného bloku a základové desky pro umístění mikrotunelovacího stroje
- 3) Provedení ocelových trubek, jejich zabetonování a vytvoření železobetonového trámu na portálech stavební jámy
- 4) Postupné dohlubování stavební jámy a provádění protlaku trubek zajišťující boky budoucího raženého tunelu
- 5) Vyhĺoubení vodotěsné stavební jámy na úrovní potřebnou pro protlačování trubek zajišťující základovou desku tunelu stanice
- 6) Zhotovení opěrného bloku a základové desky pro umístění mikrotunelovacího stroje
- 7) Provedení ocelových trubek, jejich zabetonování a vytvoření železobetonového trámu na portálech stavební jámy



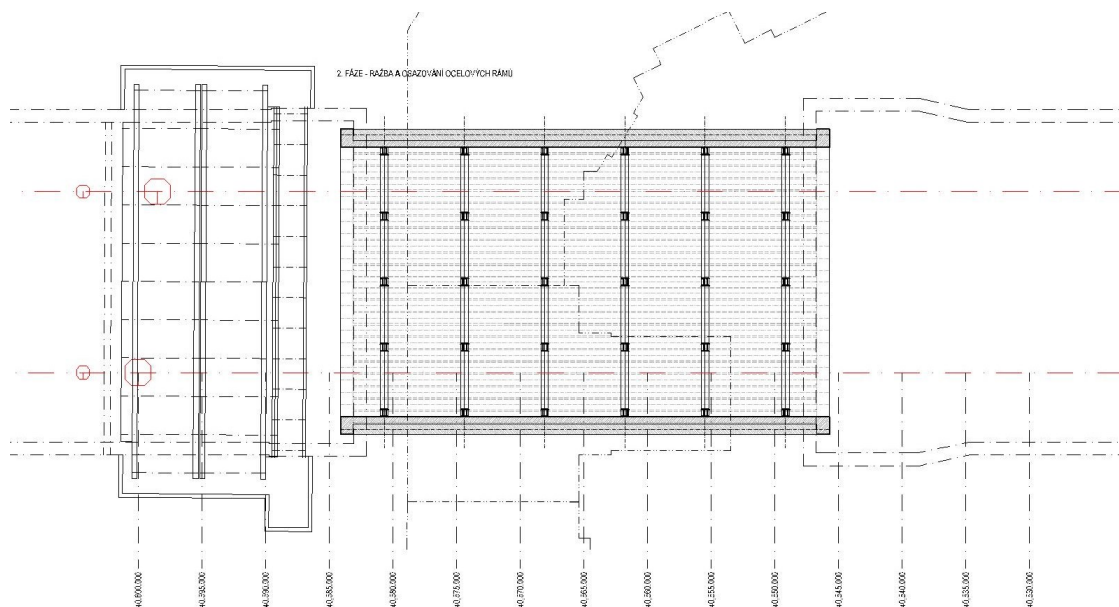
Obrázek 3-110 - Varianta 2 - Postup výstavby - Pipe roofing

- 8) Úprava zeminového prostředí – tryskové injektáže ve štěrkopiscích, resp horninová chemická injektáž v horninovém prostředí břidlic



Obrázek 3-111 - Varianta 2 - Injektáže

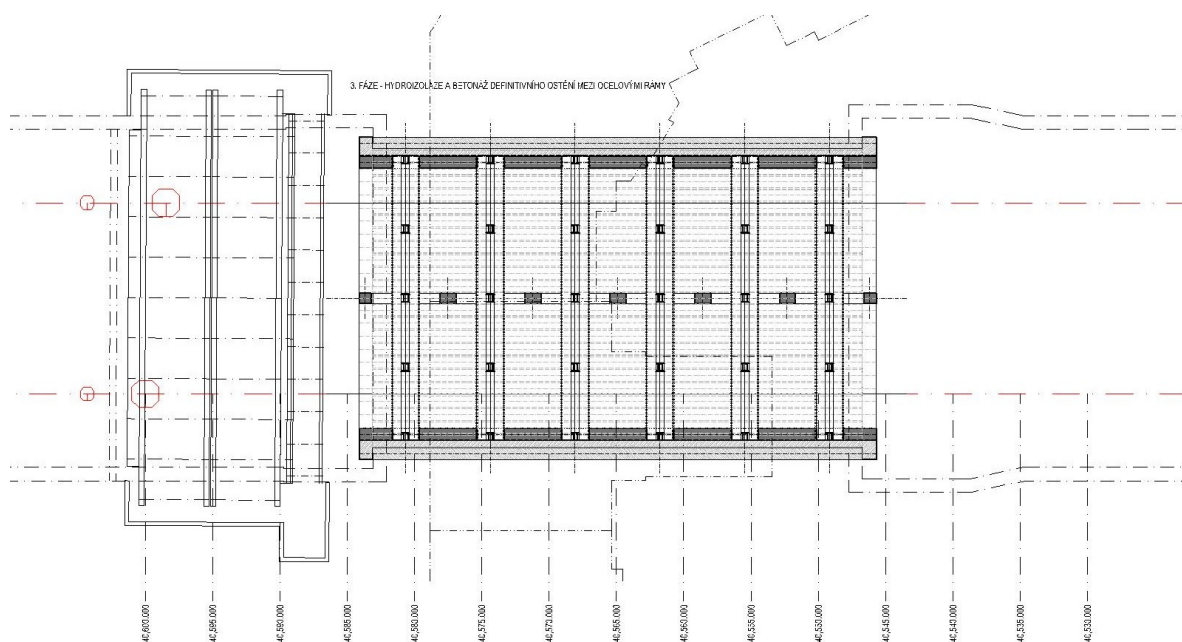
- 9) Otevření otvoru ve stěně stavební jámy
- 10) Kontinuální provádění ražby po krocích, odebrání proinjektované zeminy, zhotovení primárního ostění, osazení ocelových rámců



Obrázek 3-112 - Varianta 2 - Postup výstavby - Primární ostění a ocelové rámy

11) Provedení hydroizolace

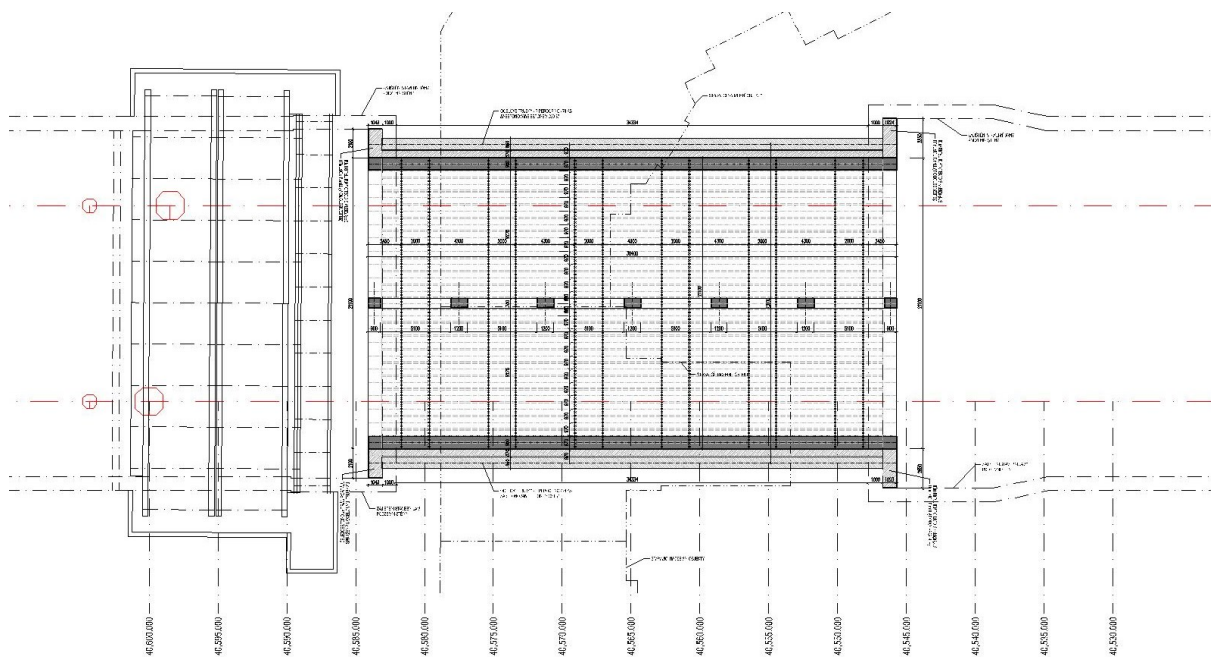
12) Vybetonování části definitivního ostění – pruhy šířky cca 4,5 m se sloupy



Obrázek 3-113 - Varianta 2 - Postup výstavby - Část definitivního ostění

13) Odstranění ocelových sloupů primárního ostění

14) Dobetonování zbytku definitivního ostění



Obrázek 3-114 - Varianta 2 - Postup výstavby - Definitivní ostění

3.4.2 Výpočty

3.4.2.1 Použitý software

Pro 2D výpočty byl použit software GEO 5 2016.

Pro 3D výpočty byl použit software Midas GTS NX 2015 (v.2.1) .

Pro dimenzování ocelových nebo železobetonových prvků a konstrukcí byl použit program FINE EC v5.

3.4.2.2 Výpočet tlačné síly pro trubky

Výpočet bude proveden pro dolní řadu trubek, pokud tyto na protlačovací síly vyhoví, vyhoví všechny.

3.4.2.2.1 Výpočet odporového tlaku na čelbě:

Výpočet odporového tlaku působícího na čelbě štítu bude vypočítána dle vzorce z publikace Gokhale, B. – Najafi, M: *Trenchless technology: pipeline and utility design, construction and renewal*:

$$p_0 = p_e + p_w$$

$$p_0 = 137,9 + (1,5 * 20 + 3,4 * 20 + 0,7 * 26 + 5,9 * 26 + 3,7 * 26,5 + 180)$$

$$p_0 = 686 \text{ kPa}$$

Kde:

p_e – tlak působící na štít, jehož hodnota se uvažuje obecně velikostí

20 psi = 137,9 kPa

p_w – tlak působící suspenze, který je úměrný výšce nadloží [kPa]

3.4.2.2.2 Výpočet odporové síly G:

$$G = \frac{1}{4} * \pi * d_a^2 * p_0$$

$$d_a = 0,78 \text{ m}$$

$$G = \frac{1}{4} * \pi * 0,78^2 * 686$$

$$G = 327,8 \text{ kN}$$

3.4.2.2.3 Výpočet síly od plášťového tření R:

$$R = M * l_{op} * L$$

$$M = a + 3,8 * d_a$$

$$M = 1,53 + 3,8 * 1 = 5,33 \text{ kPa}$$

$$l_{op} = \pi * d_a = \pi * 0,78 = 2,45 \text{ m}$$

$$L = 34,5 \text{ m}$$

$$R = 5,33 * 2,45 * 34,5$$

$$R = 450,5 \text{ kN}$$

3.4.2.2.4 Výpočet maximální dovolené síly pro přímé protlačování potrubí F_{dov} :

$$F_{dov} = A * \frac{\frac{\beta_{LD}}{\gamma}}{\frac{max\sigma}{\sigma_0}}$$

$$A = \frac{(d_{a,min}^2 - d_{i,max}^2) * \pi}{4} = \frac{(780^2 - 760^2) * \pi}{4} = 24190 \text{ mm}^2$$

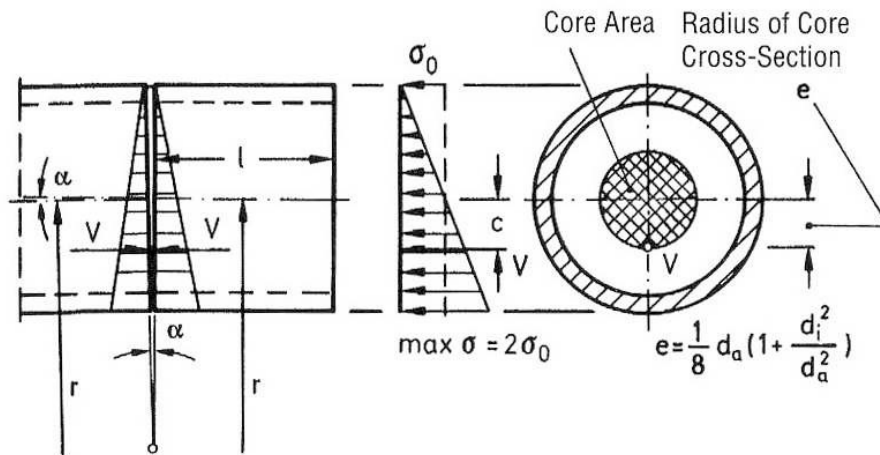
$$d_{a,min} = 780 \text{ mm}$$

$$d_{i,max} = 760 \text{ mm}$$

$$\beta_{LD} = 375 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 1,75$$

$$\frac{max\sigma}{\sigma_0} - \text{Hodnota odečtená z grafu}$$



Obrázek 3-115 - Napětí ve spoji v důsledku působících protlačovacích sil

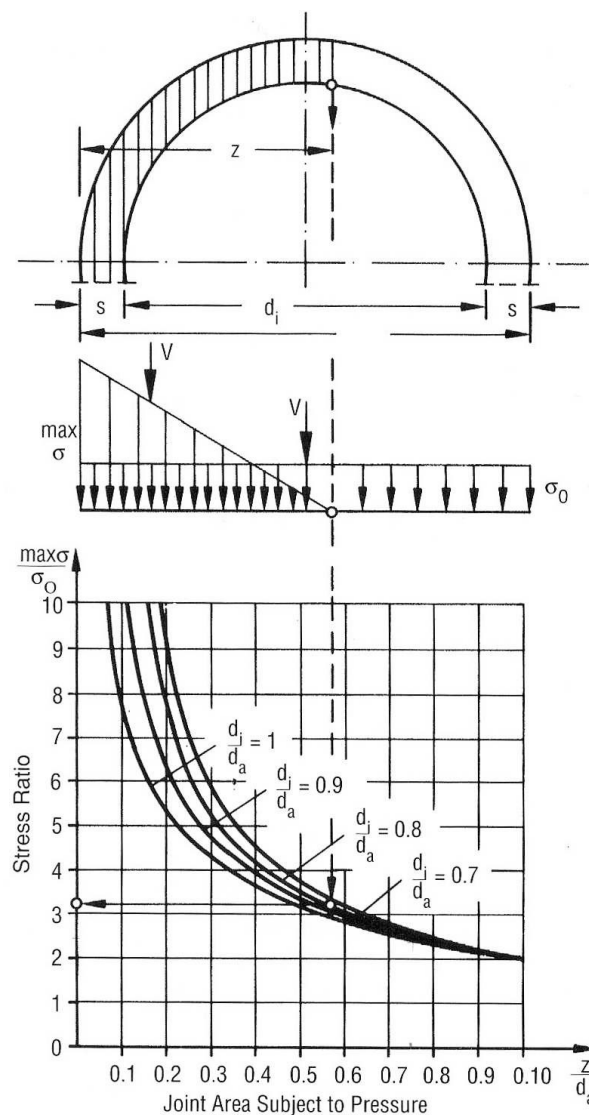
$$e = \frac{1}{8} * d_a * \left(1 + \frac{d_{i,max}^2}{d_{a,min}^2} \right)$$

$$e = \frac{1}{8} * 0,78 * \left(1 + \frac{0,76^2}{0,78^2} \right) = 0,19$$

$$z = \frac{d_{a,min}}{2} + e = \frac{0,78}{2} + 0,19 = 0,58 \text{ m}$$

$$\frac{d_{i,max}}{d_{a,min}} = \frac{0,76}{0,78} = 0,97$$

$$\frac{z}{d_{a,min}} = \frac{0,58}{0,78} = 0,744$$



Obrázek 3-116 - Závislost poměru $\max\sigma/\sigma_0$ na poměru z/d_a dle DWA-A 161

$$\frac{\max\sigma}{\sigma_0} = 2,5$$

$$F_{dov} = 24190 \cdot \frac{375}{1,75 \cdot 2,5}$$

$$F_{dov} = 2\,073\,428\,N \cong 2\,070\,kN$$

3.4.2.2.5 Výpočet celkové odporové síly F :

$$F = G + R$$

$$F = 327,8 + 450,5$$

$$F = 778,3\,kN$$

3.4.2.2.6 Posouzení:

$$F_{dov} \geq F$$

$$2\,070\text{ kN} \geq 778,3\text{ kN}$$

Navržené ocelové trubky Tr 780/20 vyhoví na maximální dovolenou protlačovací sílu.

3.4.2.3 Chování zeminového prostředí a nadzemních objektů během výstavby

Abychom získali představu o tom, jak se bude během protlačování chovat zeminové prostředí a konstrukce, provedli jsme komplexní 3D výpočet v programu Midas GTS NX. Do výpočtu jsme namodelovali kompletní zeminové prostředí, které se nachází mezi dvěma stavebními jámami a rozčlenili jsme jej do jednotlivých geotypů včetně zohlednění výšky hladiny podzemní vody, dále jsme v modelu také uvažovali se zatížením povrchu stávající nadzemní zástavbou. Konstrukce je modelována osově z 2D prvků a je zohledněn technologický postup během výstavby.

3.4.2.3.1 Chování zeminového prostředí

- 18. Fáze budování – Polovina vyhloubena

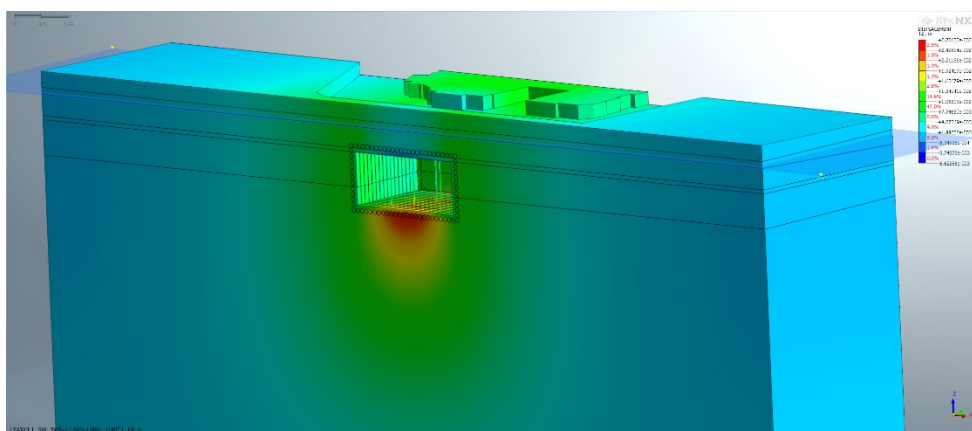
Maximální deformace ve 3 fázi:

z = 10 mm (povrch)

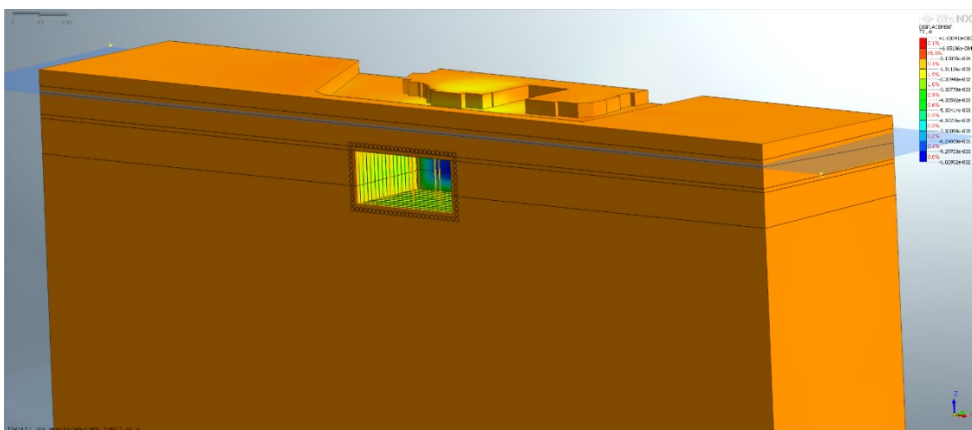
z = 28 mm (dno tunelu)

y = 10 mm (čelba)

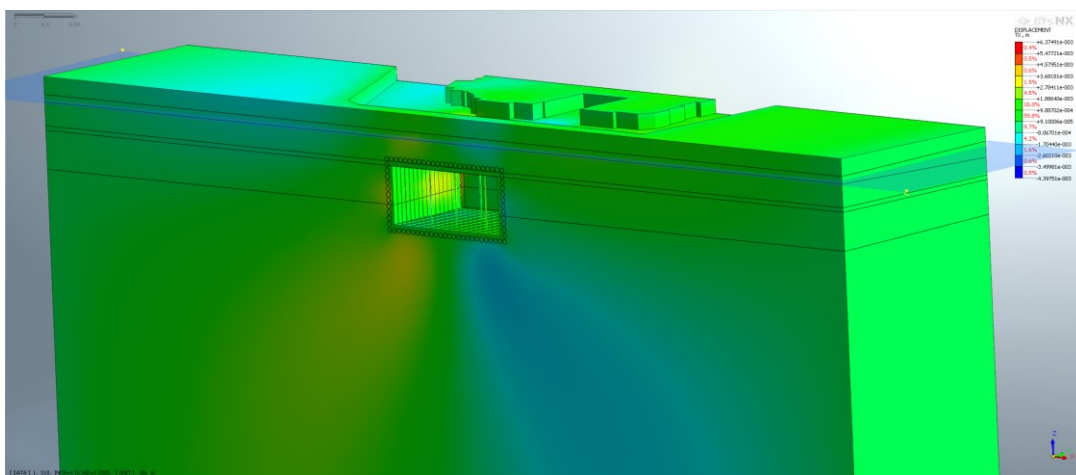
x = 4 mm



Obrázek 3-117 - Fáze 18 – Deformace ve směru z



Obrázek 3-118 - Deformace ve směru y



Obrázek 3-119 - Deformace ve směru x

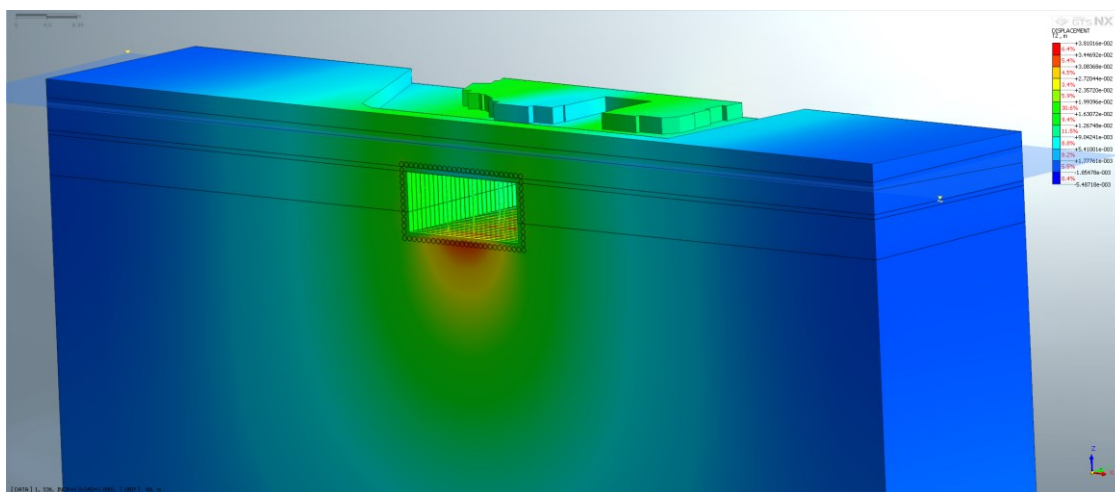
- **36. Fáze budování – Tunel celý vyhlouben**

Maximální deformace ve 3 fázi:

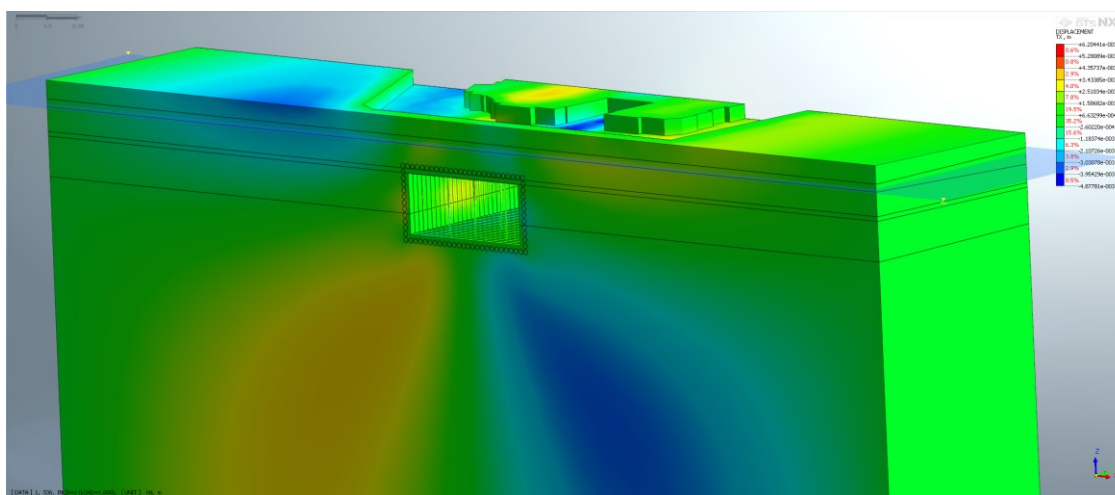
$z = 17 \text{ mm}$ (povrch)

$z = 38 \text{ mm}$ (dno tunelu)

$x = 5 \text{ mm}$



Obrázek 3-120 - Deformace ve směru z



Obrázek 3-121 - Deformace ve směru x

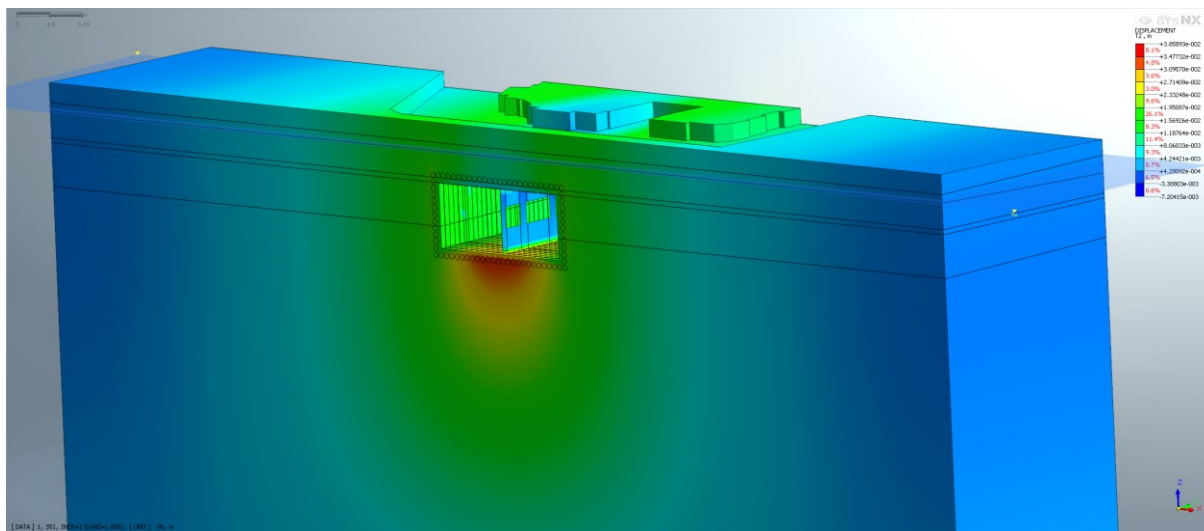
- **51. Fáze budování – Zabudované definitivní ostění**

Maximální deformace ve 3 fázích:

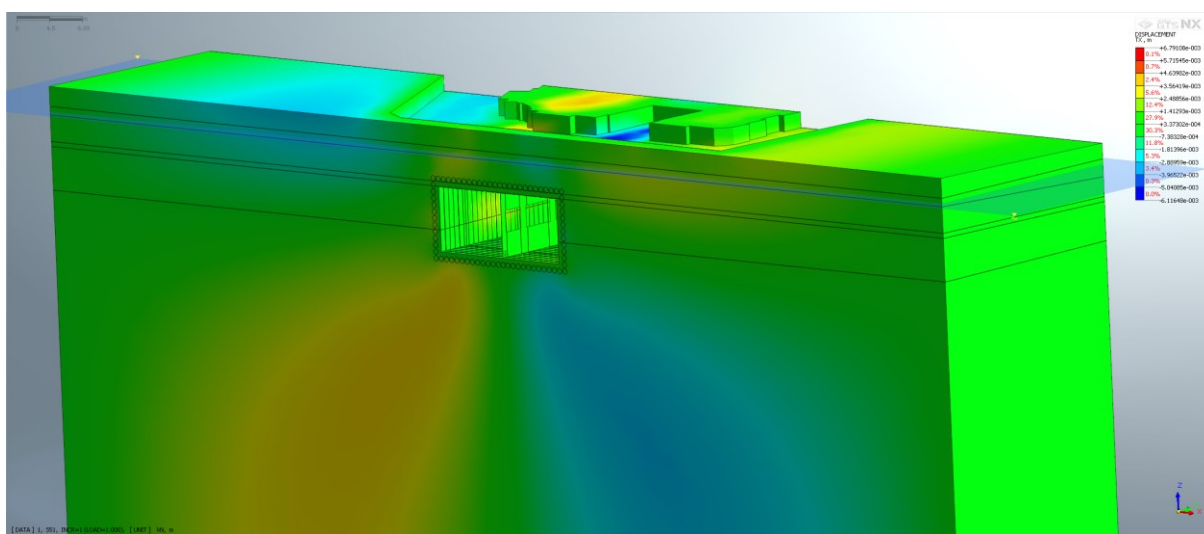
$z = 17 \text{ mm}$ (povrch)

$z = 39 \text{ mm}$ (dno tunelu)

$x = 6 \text{ mm}$



Obrázek 3-122 - Deformace ve směru z

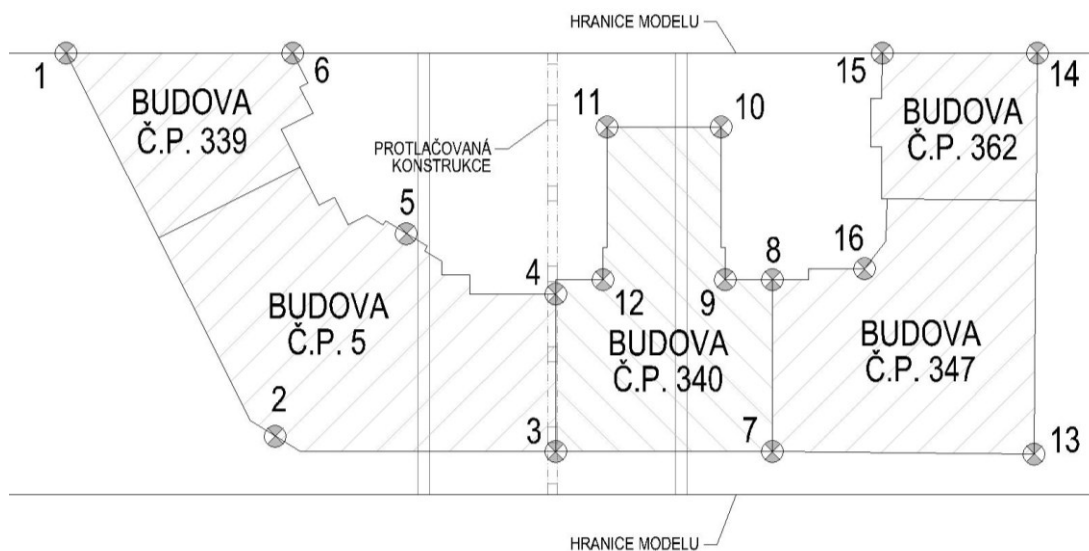


Obrázek 3-123 - Deformace ve směru x

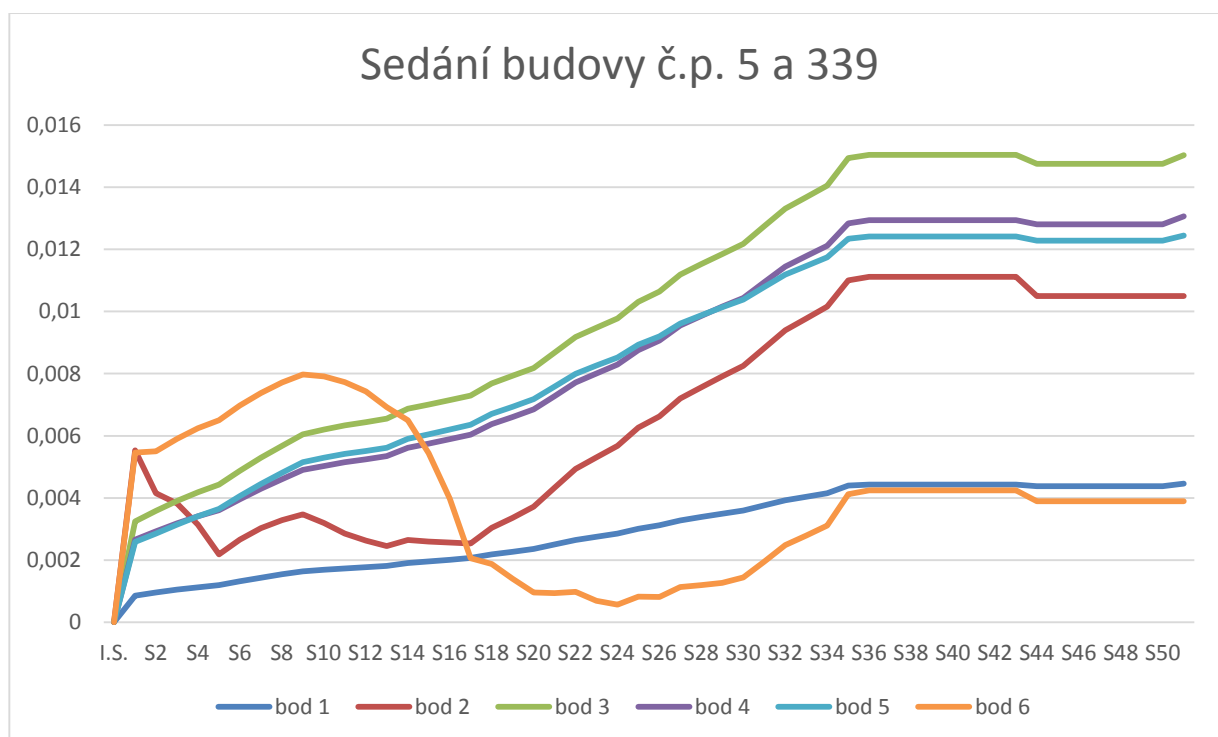
3.4.2.3.2 Deformace povrchových objektů

Jeden z nejvíce sledovaných parametrů je sedání, resp. deformace nadzemních objektů nad tunelem během výstavby. Každou dotčenou budovu jsme sledovali v několika bodech během jednotlivých fází protlačování, vypočtené hodnoty jsme vynesli do grafu, ze kterého je vidět změna sedání jednotlivých bodů během výstavby.

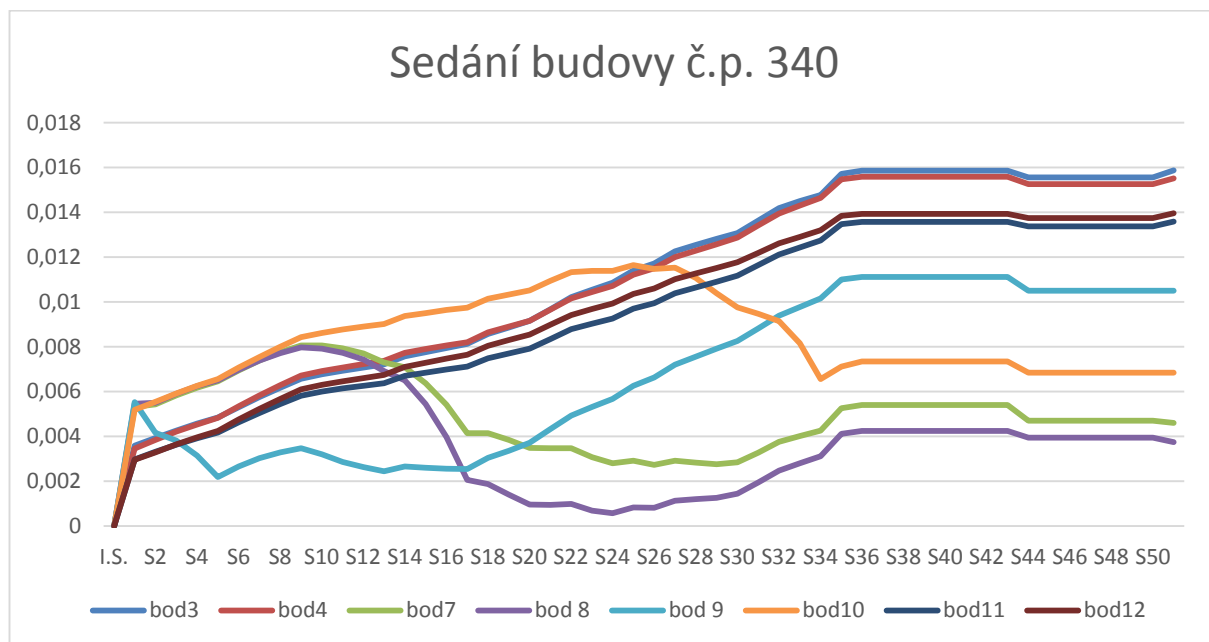
OZNAČENÍ BODŮ PRO SLEDOVÁNÍ DEFORMACÍ NADZEMNÍCH OBJEKTŮ



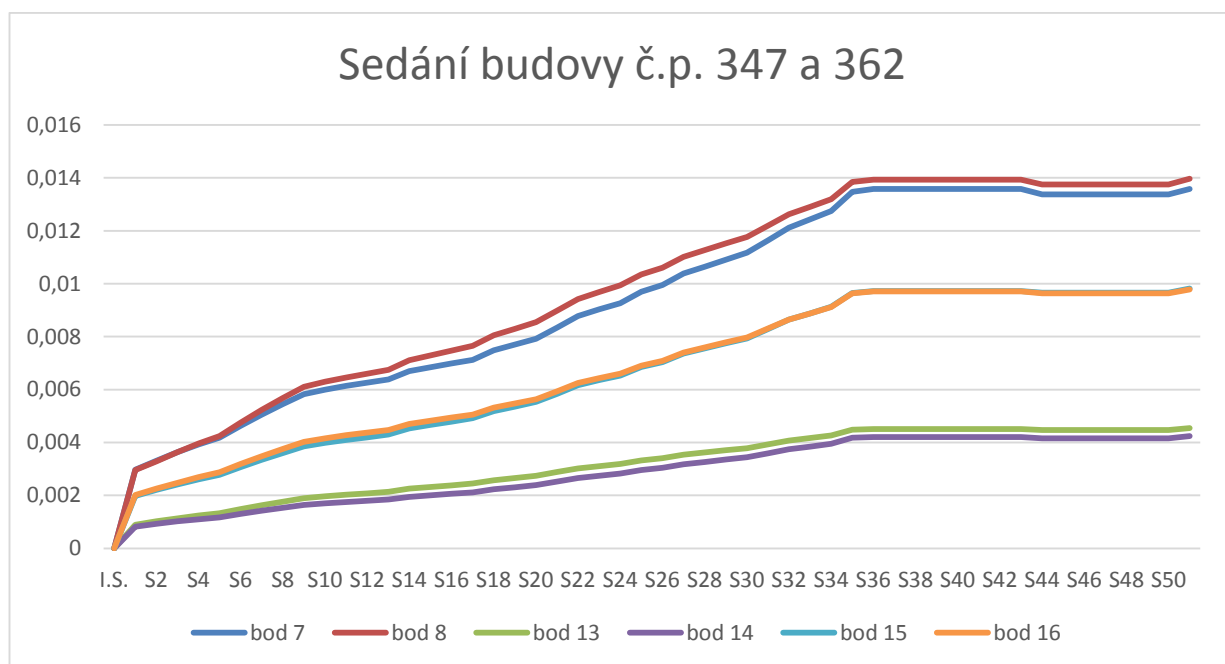
Obrázek 3-124 - Označení bodů pro sledování deformací nadzemních objektů



Obrázek 3-125 - Sedání budovy č.p. 5, 339



Obrázek 3-126 - Sedání budovy č.p. 340



Obrázek 3-127 - Sedání budovy č.p. 347 a 362

3.4.2.4 Vyhodnocení výpočtu

Výsledné grafy a obrázky nám dávají zajímavé výsledky. Během protlačování totiž nedochází k sedání, ale budovy jsou vytlačovány směrem vzhůru. Tento jev je s největší pravděpodobností způsoben nedokonalostí zeminového modelu Mohr-Coulomb, který je popsán v kapitole 2.5.4.2 *Model Mohr-Coulomb*. Pro realističtější výpočet by bylo vhodnější použít vyspělejší zeminové modely jako jsou např. Cam-Clay nebo Hypoplastický jíl, které ale vyžadují zavedení nadstandartních vstupních parametrů. Tyto výpočty již ale přesahují rozsah této bakalářské práce, proto se spokojím s následujícím vyhodnocením. Výsledné poklesy budou tedy závislé na samotné deformaci podpěrné ocelové konstrukce, která se pohybuje do 10 mm. Ve výpočtu ale nebyl zohledněn technologický nadvýrub v celkové mocnosti 60 mm, při provádění protlačování ocelových trubek, který je během ražby vyplněn bentonitovou suspenzí. Tento nadvýrub bude

po dokončení protlaku zainjektován, což bude velmi náročné, proto očekávám, že během injektování nadvýrubu dojde k určitým deformacím, které odhaduji na velikost 15-25 mm. Lze tedy očekávat, že se výsledná deformace povrchové zástavby bude, po zohlednění technologie protlačování, pohybovat mezi **s = 25-35 mm**.

3.4.3 Časový harmonogram

Dle časového harmonogramu viz *Dodatek č. 5* bude stavba hrubých konstrukcí trvat 1096 dní (počítáno od zahájení stavebních prací v rámci stanice NS), což je o 477 dní více než varianta 1a), potom bude stavební jáma uvolněna pro průjezd razících štítů a jejich další ražbu do stanice Pankrác. Dle celkového cyklogramu výstavby trasy metra I.D3 viz *Dodatek č. 6* bude nutné zahájit počátek výstavby o 12 měsíce dříve oproti cyklogramu z DUR.

3.4.4 Odhad nákladů

Dle dílčího propočtu viz *Dodatek č. 1*, který v sobě zahrnuje výstavbu hrubých stavebních konstrukcí objektu SO 32-19 Stanice-ražená část, jsou očekávané stavební náklady pro provedení ražby ve variantě 2) **457 601 829 Kč**.

3.4.5 Zhodnocení varianty

Technologie Pipe-roofingu, která je také velmi technologicky náročná, je v našem prostředí technologicky zvládnutá, protlaky potrubí se i v České Republice běžně provádějí. Po provedení protlaku se postupuje již zcela běžně, trysková injektáž zeminového prostředí, chemická injektáž horninového prostředí, primární ostění ze stříkaného betonu, osazování ocelových prvků a betonáž definitivního ostění v podzemí, to jsou zcela běžně zvládnuté stavební postupy, z tohoto hlediska jde o technologicky nejjednodušší variantu. Z hlediska času jde o nejvíce časově náročnou variantu, vzhledem k rychlosti provádění Pipe-roofingu bude nutno nasazení dvou mikrotunelovacích štítů. Riziko deformací a poškození nadzemních objektů během výstavby je v této variantě srovnatelné s protlakem ve variantě 1a).

3.5 Varianta 3) – Demolice nadzemních objektů a výstavba stanice ve stavební jámě

3.5.1 Popis varianty

V předešlých variantách bylo použito tunelářských metod pro vytvoření středu stanice pod stávající zástavbou. V této variantě se předpokládá provedení demolice budov č.p. 5 (rohový dům s pizzerií) a č.p. 340 (dům s hernou na nám. Bratří Synků). Jedná se o 7 podlažní (6+1podzemní podl.) a 5podlažní (4+1podzemní podl.) objekty. Demolice vyvolá potřebu zajistit boky odhalených budov minimálně s ohledem na tepelnou techniku.

Zajištění stavební jámy je navrženo pomocí kombinací několika typů:

3.5.1.1 Jáma pro objekt stanice 1. etapa

Hlavní stavební jáma (stavební jámy na NS a na Otakarově z DSP spojené shodným typem jámy přes prostor protlaku do jedné stavební jámy) bude zajištěny pomocí kotvených milánských stěn s hlavovým trámem. Tloušťka milánských stěn je navržena 1,0 – 1,2 m, hloubka stěn pod terén se pohybuje v rozmezí 24 – 27 m. Hloubka hlavní stavební jámy je 17 - 20,3 m. Jáma je kotvena 6-ti a 8-mi pramencovými kotvami ve čtyřech až šesti kotevních úrovních. Vzdálenost pramencových kotev je navržena převážně 1,9 m. Vzhledem k celkové délce výstavby budou použity trvalé kotvy. Výkop stavební jámy bude probíhat po jednotlivých etážích, kde kotevní

úroveň bude 0,5 m nad úrovní výkopu. Na každé pracovní etáži bude zřízena provizorní dočasná jímka. Veškeré dimenze vychází z hloubky založení stanice, úrovně hladiny podzemní vody, zatížení okolní zástavbou, případně dopravou a geotechnického průzkumu. Pro vytvoření milánské stěny budou použity jednozáběrové až třízáběrové lamely o rozměrech 2,5 – 7,4 m.

Lze se předpokládat, že velká část jámy půjde vytěžit s použitím vjezdové rampy bez použití svislé přepravy výkopku.

3.5.1.2 Jáma pro objekt stanice 2. etapa (je shodná s ostatními variantami)

Zajištění stavební jámy je navrženo pomocí kombinací několika typů. Stavební jámy pro severní a jižní vestibul budou zajištěny částečně pomocí kotvených milánských stěn s hlavovým trámem a částečně kotvenou záporovou stěnou. Tloušťka milánských stěn je navržena 0,6 m, hloubka stěn pod terén je navržena cca 15 m. Hloubka hlavní stavební jámy je 7 – 8,5 m. Jáma je kotvena tří až šesti pramencovými kotvami v jedné až dvou kotevních úrovních. Vzdálenost pramencových kotev je navržena převážně 1,9 m v případě milánské stěny a v případě záporového pažení převážně 4 m. Kotvy z první etapy, které budou v místě milánských stěn druhé etapy, budou převrtány před prováděním nové milánské stěny. Výkop stavební jámy bude probíhat po jednotlivých etážích, kde kotevní úroveň bude 0,5 m nad úrovní výkopu. Veškeré dimenze vychází z hloubky založení stanice, úrovně hladiny podzemní vody, zatížení okolní zástavbou, případně dopravou a geotechnického průzkumu. Pro vytvoření milánské stěny na severním vestibulu stanice budou použity jednozáběrové až třízáběrové lamely o rozměrech 2,5 – 7,4 m. V místech, kde milánská stěna těsně přiléhá ke stávajícím stavebním konstrukcím, budou použity jednozáběrové lamely, které budou navíc ještě prováděny ob jednu, aby se co nejvíce snížilo riziko možných poruch staveb. V některých místech podél stávajících stavebních objektů bude nutné před zakotvením první kotevní úrovně provést rozeprání stavební jámy, aby nedocházelo k velkým deformacím ještě před zakotvením. Dále bude nutné v těchto částech provést tryskovou injektáž, která bude sloužit jako opora po výkopu a zakotvení druhé kotevní úrovně a následnému výkopu na základovou spáru. Trysková injektáž bude prováděna z jámy. Jáma pro jižní vestibul stanice bude provedena pomocí záporové stěny kotvené pramencovými kotvami. Vzdálenost zápor bude provedena převážně 2 m. Pro zápory bude použit válcovaný profil HEB 400. Ocelové zápory budou osazeny do vrtaných otvorů, pata nosníků bude zabetonována, horní část vrtu po úroveň definitivního výkopu bude vyplněna nesoudržným materiálem. Zápory budou kotveny pramencovými kotvami přes ocelové průběžné převázky. V místech portálů, kde stanice navazuje na traťové úseky, budou použity pramencové kotvy, které budou odkloněny tak, aby kotvení směřovalo pokud možno od stěny tunelu a nebylo výrazně ovlivněno ražbou tunelu. V ostatních místech, kde nebude možno použít kotvení pramencovými kotvami, nebo nevyhoví hloubka založení pod dno jámy (převážně nad tunelem) budou použity tahové mikropiloty, hřebíky, nebo trysková injektáž. Nad tunely budou také zkráceny konstrukce zajišťující stavební jámu tak, aby minimální vzdálenost mezi rubem tunelu a patou milánské stěny, nebo záporů zůstal prostor min. 1 m. Na každé pracovní etáži bude zřízena provizorní dočasná jímka.

3.5.2 Časový harmonogram

Dle časového harmonogramu viz *Dodatek č. 7* bude stavba hrubých konstrukcí trvat 608 dní (počítáno od zahájení stavebních prací v rámci stanice NS), potom bude stavební jáma uvolněna pro průjezd razících štítů a jejich další ražbu do stanice Pankrác. Dle celkového cyklogramu výstavby trasy metra I.D3 viz *Dodatek č. 8* nebude nutné prodlužovat čas výstavby dle DUR. Po provedení nosných konstrukcí stanice bude provedena výstavba nadzemních objektů, doba

trvání výstavby není pro zprovoznění metra důležitá, nicméně je možné ji stihnout ve stejném termínu.

3.5.3 Odhad nákladů

Dle dílčího propočtu viz Dodatek č. 4, který v sobě zahrnuje výstavbu hrubých stavebních konstrukcí objektu SO 32-19 Stanice-ražená část, jsou očekávané stavební náklady pro provedení ražby ve variantě 3) **115 288 411 Kč**.

Součástí ceny není výkup pozemků ani výkup demolovaných nemovitostí ani výstavba nových nemovitostí.

3.5.4 Zhodnocení varianty

Hlavní výhodou této varianty je urychlení výstavby a odstranění rizik spojených s tunelováním pod stávající zástavbou. Při budování se používají běžné stavební technologie a postupy. Nevýhoda této varianty spočívá v demolici dvou budov, což může přinést zejména právní a finanční komplikace spojené s výkupem demolovaných budov a problémy také nastanou v oblasti památkové péče.

4 Geotechnický monitoring

4.1 Úvod

Geomonitoring poskytne podklady při ražbách pro operativní upřesnění postupu ražení a vystrojení výrubů výrubů ve skutečně zjištěných inženýrsko-geologických (geotechnických) poměrech v jednotlivých čelbách.

Geomonitoring poskytuje informace a podklady pro případné upřesnění vystrojovacích prostředků zajištění stěn stavebních jam a kontrolu nadzemních objektů.

Na způsobu provádění geotechnických měření, na jejich přesnosti, včasném vyhodnocení, správné interpretaci a včasném předávání výsledků účastníkům stavby závisí bezpečnost při ražbě stanice.

Hlavním cílem geomonitoringu je:

- zjistit stav horninového masivu dotčeného ražbou tunelu a zjistit průběh změn tohoto stavu v čase
- zjistit stav upravené zeminy (zmrazování, injektáže) a zjistit průběh změn tohoto stavu v čase
- určit chování horninového masivu a navrženého zajištění výrubu v závislosti na změnách vyvolaných výstavbou
- ověřit zastižené geotechnické podmínky a určit skutečné zastoupení jednotlivých technologických tříd výrubu
- včas zjistit nepředpokládané geotechnické poměry jako podklad pro úpravu návrhu zajištění výrubu, včas varovat před nebezpečím ztráty stability konstrukce a tím minimalizovat rizika spojená s výstavbou podzemního díla a poskytnout podklad pro úpravu schématu prvků zajištění výrubu s cílem optimalizace technologického postupu jak po stránce zajištění bezpečnosti pracovníků.

Realizaci měření musí zajišťovat nezávislá, odborně způsobilá organizace s potřebnými znalostmi v oboru inženýrské geologie a geotechniky, tunelářské praxe i metod měření.

4.2 Navržená měření a sledování

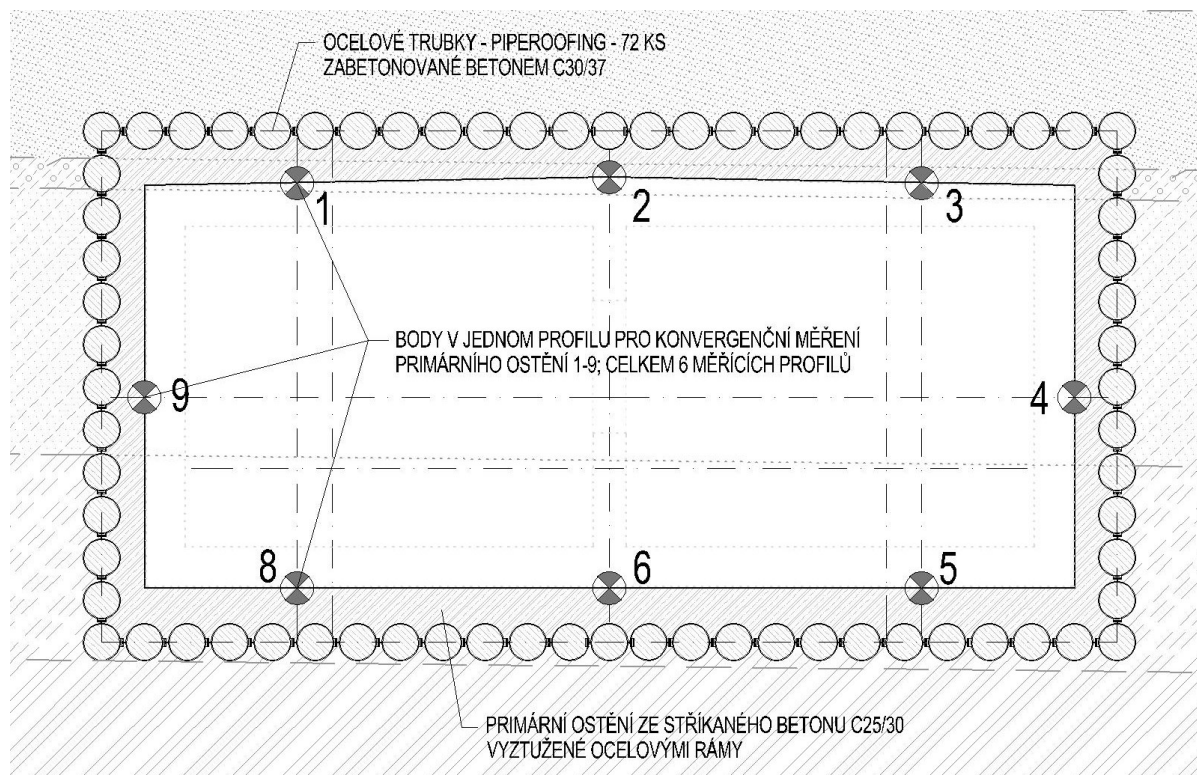
V geotechnickém monitoringu navrhuji tato geotechnická měření a sledování:

4.2.1 Měření deformací výrubu (konvergenční měření)

Toto měření bude použito ve variantě 2).

Použitá metodika měření musí splňovat výchozí předpoklady, tj. registrovat časový průběh posunů měřicích bodů měřicího profilu. Vzhledem k obecným znalostem o průběhu deformace horniny v čelbě tunelu, musí proběhnout instalace měřicích bodů v co nejkratším čase po vyrušení horniny. Měření splňuje účel, když poskytne důkaz o časovém průběhu deformace, odpovídající teoretickým (stanoveným) předpokladům stability výrubu, nebo včas signalizuje odchylky od těchto předpokladů. Pevné měřicí body ve stanoveném měřicím profilu se osadí vždy v prvním záběru každého dílčího výrubu co nejbližě k čelu tak, aby další ražbou nebyly poškozeny. Nulové měření se provede bezprostředně po pevném osazení měřicího bodu, vždy ještě před zahájením ražby dalšího záběru příslušného dílčího výrubu.

Měření bude prováděno v šesti měřicích profilech rovnoměrně rozdělených po celé délce raženého tunelu. V každém profilu bude měřeno 10 bodů. Četnost měření je závislá na průběhu deformací, na postupu dílčích výrubů a na jejich tendenci k ustálení. Nulové měření je provedeno bezprostředně po osazení bodu, v každém případě však před dalším záběrem. Měřené profiley budou dále sledovány zpravidla v intervalech 0, 1, 2, 3, 6, 9, 16 a 23 dní. Dále bude cyklus měření s četností 28 dnů až do ustálení posunů. Každý další dílčí výrub znamená nový cyklus měření od nulového do ustálení posunů. Za ustálený stav se považuje, kdy rozdíl dvou následujících měření po 28 dnech nepřesáhne 1,0mm. V případě rychlého nárůstu deformace je možno tento interval zkrátit. Prodloužení intervalu měření je možno provést v případě, kdy 3 po sobě následující měření vykazují výrazné snížení rychlosti nárůstu deformací (tendence k ustálení deformací). Je předpoklad, že na každém bodě bude provedeno cca 18 měření.



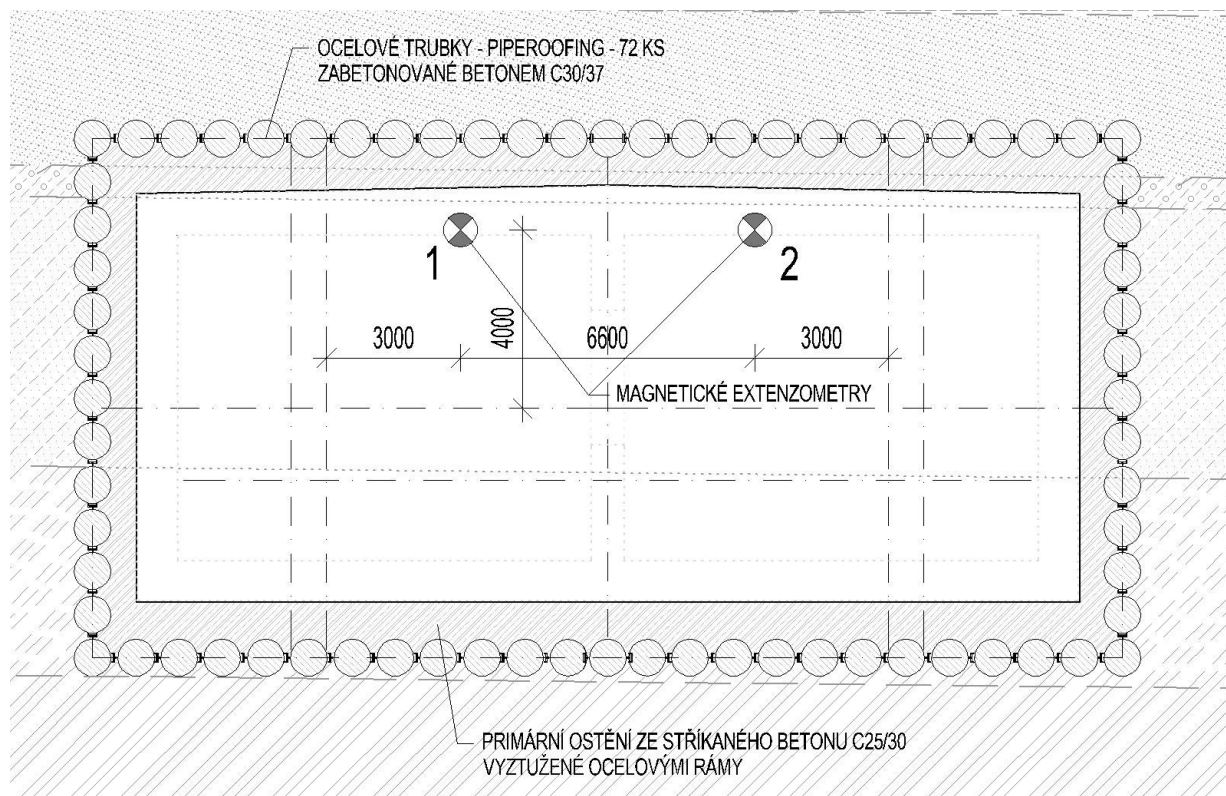
Obrázek 4-1 - Umístění měřicích bodů v jednom konvergenčním profilu

4.2.2 Měření deformace čelby (magnetický extenzometr)

Toto měření bude použito ve variantách 1a), 1b) a 2).

Vzhledem k tomu, že velká část deformace se odehrává před čelbou, je nutné sledovat její chování během ražeb. Platí, že čím větší otevřená čelba, tím větší na ní vzniká deformace, v našem případě je otevřená čelba doopravdy velká, bezmála 200 m².

Její sledování bude zajištěno pomocí dvojice magnetických vodorovných extenzometrů. Na celou raženou délku bude osazena chránička s magnetickými kroužky rozmístěných po 0,5 m. Měření bude probíhat pomocí zavádění magnetické sondy z té stavební jámy, ze které neprobíhá ražba. Frekvence měření bude probíhat vždy před provedením jednoho kroku ražby a následně po něm nebo minimálně 1x denně.



Obrázek 4-2 - Umístění magnetických extenzometrů na čelbě

4.2.3 Měření deformací horninového prostředí v okolí výrubu (extenzometrická měření)

Toto měření bude použito ve variantách 1a), 1b) a 2).

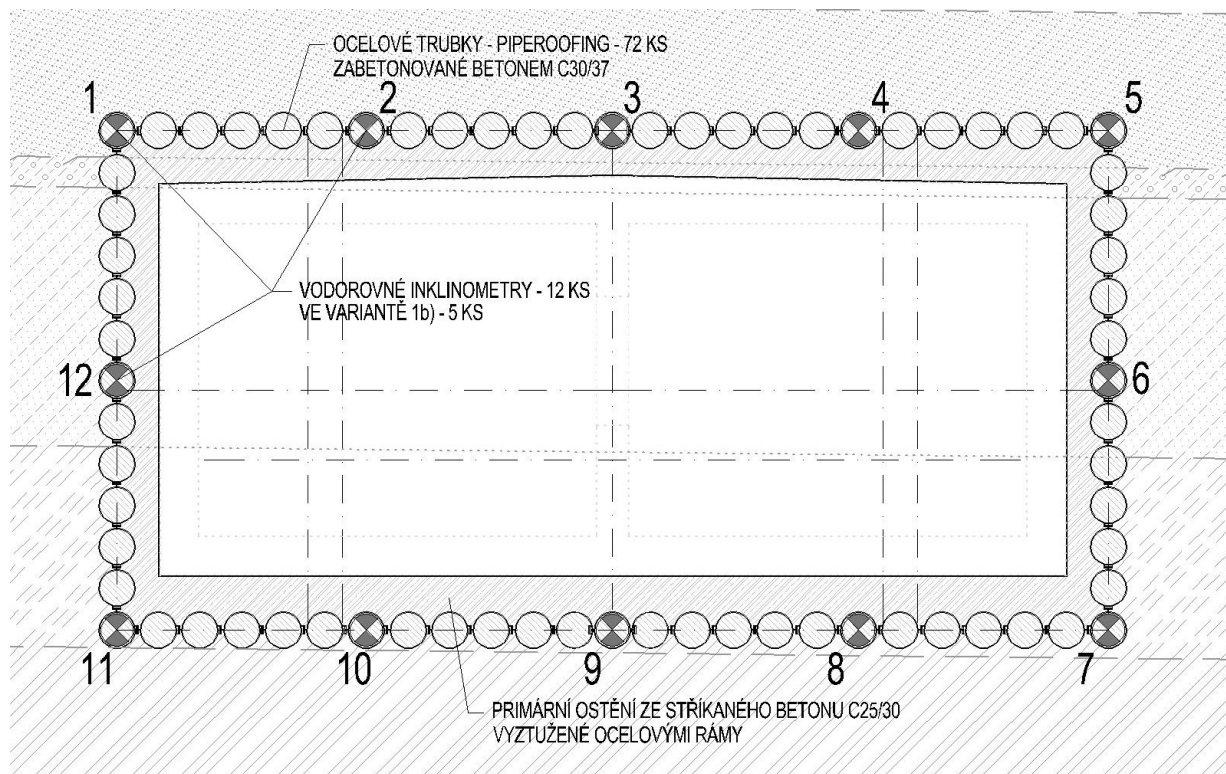
Pro změření deformací, které budou probíhat nad tunelem, a jejich rozložení podle hloubky navrhuji použití vícenásobné extenzometry, které jsou čtyřmi pevnými body, jejichž posun vzhledem k měřicímu místu u ústí vrtu je přenášén měřicími tyčemi a měřen mechanickým nebo digitálním odečítacím zařízením. Do 3 z uvažovaných měřičských profilů (začátek tunelu, konec tunelu a prostředek tunelu) jsou navrženy 2 čtyřstupňové extenzometry po stranách tunelu a jeden 4 třístupňový extenzometr v ose tunelu (nad klenbou).

4.2.4 Měření deformací ocelových trubek Pipe roofing (vodorovná inklinometrická měření)

Toto měření bude použito ve variantách 1b) a 2).

Pro měření deformací ocelových trubek bude použito vodorovných inklinometrů, které budou osazeny do ocelových trubek Pipe roofingů před jejich zabetonováním. Měření bude probíhat z čel stavebních jam. Četnost měření bude probíhat vždy před provedením jednoho kroku ražby a následně po něm nebo minimálně 1x denně. Měření se provádí ve fixních délkových úrovních daných délkou sondy (po 0,5 m), na začátku vrtu je změřen náklon sondy, který lze přepočítat na vodorovnou odchylku.

Ve variantě 1b) budou vodorovné inklinometry nainstalovány v 5 trubkách. Ve variantě 2) budeme sledovat deformaci 12 trubek.



Obrázek 4-3 - Rozmístění vodorovných inklinometrů

4.2.5 Měření zatížení primárního ostění

Toto měření bude použito ve variantě 2).

Napětí v primárním ostění se zjišťuje měřením napětí na kontaktu stříkaného betonu primárního ostění s horninou, kdy se zabudují plošné snímače tlaku (tlakové podušky). Účelem je zjistit velikost napětí a pomocí inverzní analýzy i velikost vnějších sil, působících na tunelové ostění. Měření se uspořádá do profilů, kombinovaných s profily konvergenčními. Speciální pozornost bude věnována podpůrné ocelové konstrukci, která podpírá primární ostění po 6,3 m, zde budou nainstalovány liniové dynamometry jak na vodorovné tak na svislé prvky ocelové konstrukce.

4.2.6 Měření zatížení definitivního ostění

Toto měření bude použito ve variantách 1a), 1b) a 2).

Napětí v definitivním ostění se zjišťuje měřením napětí uvnitř železobetonové konstrukce, kdy se zabudují k povrchu konstrukce, kde se předpokládají maximální ohybové momenty, plošné snímače tlaku (tlakové podušky) a na výztuž liniové dynamometry. Účelem je zjistit velikost napětí a pomocí inverzní analýzy i velikost vnějších sil, působících na tunelové ostění. Měření se

uspořádá do profilů, kombinovaných s profily konvergenčními. Měření se uspořádá do profilů, kombinovaných s profily konvergenčními.

4.2.7 Měření deformací stěn stavebních jam hloubených úseků stanice (inklinometrická měření, geodetická měření, náklonoměry)

Toto měření bude použito ve variantách 1a), 1b), 2) a 3).

Inklinometrické měření bude sloužit ke sledování vodorovných deformací v okolí portálových stěn. Měření deformací masívu bude zprostředkováno měřením vodorovných pohybů osy vrtu. Svislé vrty budou po odvrtání vystrojeny polyetylenovými pažnicemi s vnitřními vodícími drážkami pro inklinometrickou sondu. Měření se provádí ve fixních hloubkových úrovních daných délkou sondy (po 0,5 m), nejdříve je od paty vrtu k povrchu změřen náklon sondy, který lze přepočítat na vodorovnou odchylku. Průběh deformace lze sledovat až do zneprůchodnění pažnice ohybem.

Ve variantě 1a), 1b), a 2) předpokládám umístění tří inklinometrů u každé ze stavebních jam v blízkosti budovaného tunelu. Dva budou umístěny na bocích již mimo profil tunelu a budou sledovat náklony po celé hloubce stavební jámy, třetí bude v ose tunelu a bude ukončen nad horní hranou tunelu.

Ve variantě 3 budou sledovány boky stavební jámy ve dvou měřičských profilech.

Dále bude hlava podzemních stěn monitorována geodetickým měřením a na stěny budou umístěny náklonoměry, které budou korespondovat s umístěním inklinometrických vrtů.

4.2.8 Měření zatížení kotevních lan stavebních jam (dynamometry)

Toto měření bude použito ve variantách 1a), 1b), 2) a 3).

Měření bude probíhat pomocí prstencových dynamometrů umístěných na vytipované hlavy pramencových kotev.

Nulté měření se provede po osazení bodů příslušné etáže odtěžování. Další měření se opakují v intervalech 14 dnů až do odtěžení stavební jámy do úrovně ražby tunelu. Poté jsou zatížení v kotvách měřeny v intervalu 2 dní, který je možno prodloužit zpět na interval 7 dní, pokud deformace vykáží tendenci k ustálení. V případě pokračující tendence k ustálení, bude možno interval měření prodloužit až na 14 dnů.

4.2.9 Měření deformací povrchu a povrchových objektů

Toto měření bude použito ve variantách 1a), 1b), 2) a 3).

Přímo nad tunelem a v jeho blízkosti se nachází zastavěné území, které je nutné sledovat s hlediska deformací, případně výskytu trhlin a poruch.

Objekty budou po celou dobu sledovány geodetickým měřením, náklonoměry a v případě při výskytu trhlin i dilatometry. O rozmístění jednotlivých měřících bodů a četnosti měření bude rozhodnuto po provedeném pasportu stávajícího stavu dotčených nadzemních objektů.

O projevu možných deformací nadzemních objektů nás budou v předstihu informovat nainstalované extenzometry a vodorovné inklinometry.

4.2.10 Hydrogeologický monitoring

Toto sledování bude použito ve variantách 1a), 1b), 2) a 3).

Úkolem hydrogeologického monitoringu je indikovat v průběhu razících a stavebních prací případné nepříznivé stavy, které by z hlediska množství a kvality podzemních vod mohly vůči tunelu nastat. Jedná se hlavně o zvýšenou agresivitu podzemních vod na beton, nárůst hydrostatického tlaku nad ostěním tunelu, nárůst skutečné rychlosti pohybu podzemních vod, velikost celkového i jednotlivých soustředěných přítoků do tunelu a kvalita vody odtékající z tunelu.

Hydrogeologický monitoring bude prováděn v součinnosti s geotechnickým monitoringem a inženýrsko-geologickým sledováním. Hydrogeologický monitoring je nutné zahájit 1 měsíc před započítáním veškerých zemních prací na tunelu. Do této doby musí být vybudovány veškerá pozorovací zařízení s výjimkou měřicího zařízení výtoku vody z tunelu. Hydrogeologické sledování bude ukončeno 2 měsíce po dokončení sekundárních ostění tunelu. Výsledky hydrogeologického monitoringu budou součástí pravidelných zpráv.

V rámci hydrogeologického monitoringu bude prováděno kontinuální sledování hladin ve všech studních v dotčené oblasti pro řešení případných sporů. Měřená data musí být porovnávána s dlouhodobými průměrnými i aktuálními úhrny srážek. Intervaly 1x za 14 dní, rozsah dle IG a HG průzkumu. V předstihu min 3 měsíců před zahájením stavebních prací je nutné provést základní pasportizaci studní, tzn. seznam, majitele, účel, vydatnost, úroveň hladin, základní rozbor vody u zdrojů využívaných pro pitnou vodu.

4.2.11 Inženýrsko-geologické sledování

Toto měření bude použito ve variantách 1a), 1b) a 2).

Hlavním úkolem geotechnika a geologa při ražení tunelu bude denně poskytovat důležité informace o kvalitě horniny z hlediska tunelování prostřednictvím geologické dokumentace čeleb a zařidování horniny do technologických tříd.

Součástí bude i sledování projevů chování horninového masívu, zejména sledování případných poruch (trhlin) v primárním ostění nového i starého tunelu pravidelným vizuálním pozorováním.

Základním výstupem geologické dokumentace čeleb bude náskres čelby v měřítku 1 : 100 a textová část geologické dokumentace čeleb.

Graficky budou zaznamenávány:

- litologická a stratigrafická rozhraní
- systém ploch nespojitosti (plochy vrstevnatosti, pukliny, ohlazové plochy, tektonické poruchy)
- přítoky podzemní vody
- místa odběru případných vzorků

4.2.12 Geodetické měření def. Ostění

Toto měření bude použito ve variantách 1a), 1b) a 2).

Po vybetonování definitivního ostění částí budou instalovány uvnitř tunelu 3D měřicí profily. Profily budou pětibodové - dva body ve stropní desce, jeden na trámech mezi sloupy a dva po stranách. Předpokládá se osazení šesti profilů.

Četnost měření u varianty 1a a 1b) bude probíhat před každým posunutím konstrukce a po každém posunutí konstrukce. Na základě tohoto měření bude možné horizontálně řídit směr protlačování.

Výsledky budou sloužit pro kontoru skutečného deformačního chování konstrukce s chováním predikovaným v projektové dokumentaci.

4.2.13 Měření teploty zmrazené zeminy

Toto měření bude použito ve variantách 1a) a 1b)

Při zmrazení zeminy bude nutné kontrolovat teplotu zmrazeného prostředí, což bude provedeno pomocí teplotních čidel instalovaných do zeminy před zahájením zmrazování. Předpoklad je, že na každých 125 m³ zmrazené zeminy bude umístěno jedno čidlo, což znamená při daném objemu zmrazení instalaci 90 čidel. Tato čidla budou hlídat teplotu a určovat výkon jednotlivých větví zmrazovací stanice nejen při samotném zmrazování, ale i při rozmrazování, tak aby byl celý proces úpravy zeminy pod plnou kontrolou.

4.2.14 Monitoring tlačné stanice

Toto měření bude použito ve variantách 1a) a 1b)

Jeden ze sledovaných prvků bude geodetické sledování základové desky tlačné stanice v šesti měřičských profilech.

Druhým parametrem bude monitorování maximální tlačné síly jednotlivých hydraulických pístů, jednak monitorováním tlaku hydraulické kapaliny v uzavřeném hydraulickém systému, tak instalací pěti kusů plošných dynamometrů (tlakových podušek) do definitivního ostění v místech, kde budou písty tlačit na základovou desku.

Za třetí budeme sledovat maximální napětí v prodlužovacím ocelovém potrubí prostřednictvím liniových dynamometrů.

4.3 Varovné stavy

Varovný stav v deformačním chování ostění tunelu a okolního horninového masivu je taková kvalitativní změna v jejich dosavadním chování, při jejímž dosažení je nutné provést další předem určená opatření. Úpravy je nutné provádět při vlastní realizaci dle skutečně zastížené geologické situace. Původní návrh konstrukce se posuzuje a může se měnit i v průběhu výstavby. Jsou dopředu určena opatření pro udržení deformačního chování konstrukce v projektu stanovených mezích. Jedná se o opatření organizační, technická, technologická a bezpečnostní.

Varovné stavy vycházejí z technicko – kvalitativních podmínek projektu tunelu, z organizace a řízení ražby, z geomonitoringu a jeho vyhodnocení. Kritériem pro posouzení zda nastal varovný stav, budou předem stanovené hodnoty deformačního chování podzemní konstrukce.

Kritéria varovných stavů se budou odvíjet od hodnot stanovených statickým výpočtem (mezni hodnoty v realizačním projektu). Kritéria varovných stavů budou upřesňována během stavby na základě hodnocení výsledků měření.

Určení varovných stavů a reakce na ně není předmětem této bakalářské práce.

5 Závěr

V předešlém textu této Bakalářské práce jsem postupně zhodnotil různé způsoby provádění ražené části stanice **Náměstí Bratří Syнкů** budované ve třetí etapě výstavby trasy D pražského metra s ohledem na použitou technologii pro minimalizaci rizik spojených s výstavbou a časovou resp. finanční náročností výstavby. Výsledky tohoto hodnocení jsou uvedeny v následující tabulce.

Kritérium	Varianta 1a)	Varianta 1a)	Varianta 2)	Varianta 3)
Zkušenosti s technologií	Velmi malá	Velmi malá	Středně velká	Velká
Obtížnost technologie	Velmi obtížná	Velmi obtížná	Středně obtížná	Poměrně snadná
Úprava zeminy	Zmrazování	Zmrazování	Injektáže	Bez úprav
Deformace nadzemních objektů	Největší	Střední	Největší	Minimální
Riziko pro okolní objekty	Největší	Střední	Střední	Minimální
Právní komplikace	Minimální	Minimální	Minimální	Velké
Doba výstavby	619 dní	821 dní	1096 dní	608 dní
Náklady na výstavbu	395 169 994 Kč	467 049 792 Kč	457 601 829 Kč	115 288 411 Kč*

* v ceně není zahrnuta cena za výkup demolovaných nemovitostí ani náklady na výstavbu nových nemovitostí

Tabulka 20 - Závěrečná srovnávací tabulka

Z uvedeného hodnocení jasně vyplývá výhodnost a rizika jednotlivých variant. S ohledem na vývoj budoucích událostí nelze jednoznačně říct, která varianta je nejlepší. **Bude vždy záležet na konkrétních zadávacích podmínkách v době zahájení výstavby.**

Pokud se úspěšně podaří vyřešit právní otázky ohledně demolice nadzemních objektů, lze jednoznačně doporučit vybudovat stanici ve variantě 3), která je z hlediska přímých stavebních finančních nákladů nejméně náročná a také vítězí z hlediska rychlosti výstavby a technologické náročnosti.

Pokud se nepodaří vyřešit právní otázky ohledně demolice nadzemních objektů, tak je možno provést ražbu kteroukoliv ze zbývajících variant. Nejvýhodněji se jeví varianta 1b), která znamená střední ohrožení nadzemních objektů a vejde se do času požadovaného pro výstavbu celé trasy Metra, na druhou stranu je nejdražší. Jeden metr tunelu by v tomto případě stál 12 165 000 Kč.

6 Seznam obrázků

Obrázek 1-1- Celková situace trasy pražského metra (1)	12
Obrázek 1-2 - Situace stanice	13
Obrázek 1-3 - 3D model jižního vestibulu	14
Obrázek 1-4 - 3D model severního vestibulu	14
Obrázek 1-5 - 3D model stanice	15
Obrázek 1-6 - Dům č.p. 5/1 - řez	16
Obrázek 1-7 - - Dům č.p. 5/1 –pohled	16
Obrázek 1-8 - Dům č.p. 340/2 - řez	18
Obrázek 1-9 - Dům č.p. 340/2 - pohled	18
Obrázek 2-1 - Situace průzkumných sond	20
Obrázek 2-2 - Fotodokumentace sondy HG112	22
Obrázek 2-3 - Fotodokumentace sondy HG113	24
Obrázek 2-4 - Fotodokumentace sondy HG114	26
Obrázek 2-5 – Převýšený podélný profil trasy I. D3 s geologií (2).....	27
Obrázek 2-6 - Geotechnický podélný řez (2)	33
Obrázek 2-7 - Lineárně elastický model	35
Obrázek 2-8 - Ideálně pružněplastický model.....	36
Obrázek 3-1 - Varianta 0 - Příčný řez s geologií.....	39
Obrázek 3-2 - Varianta 0 - 1. Fáze výstavby	39
Obrázek 3-3 - Varianta 0 - 2. Fáze výstavby	39
Obrázek 3-4 - Varianta 0 - 3. Fáze výstavby	40
Obrázek 3-5 - Varianta 0 - 4. Fáze výstavby	40
Obrázek 3-6 - Varianta 0 - 5. Fáze výstavby	40
Obrázek 3-7 - Varianta 0 - 6. Fáze výstavby	41
Obrázek 3-8 - Varianta 0 - 1. Fáze výstavby	41
Obrázek 3-9 - Řez nástupištěm s dělicími stěnami	42

Obrázek 3-10 - Rozklad sil	43
Obrázek 3-11 - Tření mezi jednotlivými zrny (8)	45
Obrázek 3-12 - Závislost mezi smykovou a normálovou silou (8).....	45
Obrázek 3-13 - Uspořádání zrn ve smyku v modelu "zuby pily" (11).....	46
Obrázek 3-14 - Princip Ropkins System™ (41)	59
Obrázek 3-15 - Ukázka lanového anti-třecího systému	60
Obrázek 3-16 - Řezná hlava pro smíšenou zeminu	61
Obrázek 3-17 - Řezná hlava pro zmrazené nebo cementem proinjektované zeminy	61
Obrázek 3-18 - Podchod pro pěší a cyklisty, Didcot – při protlačování	64
Obrázek 3-19 - - Podchod pro pěší a cyklisty, Didcot – po dokončení.....	64
Obrázek 3-20 - Tunel pro silniční dopravu, West Thurrock - při protlačování.....	65
Obrázek 3-21 - Tunel pro silniční dopravu, West Thurrock - po protlačení.....	66
Obrázek 3-22 - Tunel pro silniční dopravu, Silver Street station - Prefabrikované ostění.....	66
Obrázek 3-23 - Tunel pro silniční dopravu, Silver Street station - Ukládání segmentu do stavební jámy	67
Obrázek 3-24 - Tunel pro silniční dopravu, Silver Street station - schéma.....	67
Obrázek 3-25 - Železniční tunel, Železniční stanice Lewisham - Konstrukce připravená k protlačení.....	68
Obrázek 3-26 - Železniční tunel, Železniční stanice Lewisham – Schéma.....	69
Obrázek 3-27 - Železniční tunel, Železniční stanice Lewisham – Po dokončení	70
Obrázek 3-28 – Vodní propustek, Dorney – Při protlačování	70
Obrázek 3-29 - Vodní propustek, Dorney – Schéma	71
Obrázek 3-30 - Vodní propustek, Dorney – Po dokončení.....	72
Obrázek 3-31 - Dálniční tunely, Boston - Letecká fotografie staveniště.....	72
Obrázek 3-32 - Dálniční, tunely, Boston - Konstrukce při protlačování	73
Obrázek 3-33 - Dálniční, tunely, Boston – Schéma	74
Obrázek 3-34 – Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A – Konstrukce při protlačování.....	75
Obrázek 3-35 - Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A – Pohled na řeznou hlavu	75

Obrázek 3-36 - Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A – Těsně po protlačení	76
Obrázek 3-37 - Silniční tunely pod dálnicí M1 sjezd J15A – Schéma	76
Obrázek 3-38 - Schéma mrazící stanice solanky	79
Obrázek 3-39 - Schéma mrazící stanice tekutého dusíku	80
Obrázek 3-40 - Rozdělení měřených bodů v příčném profilu	84
Obrázek 3-41 - Rozdělení měřených profilů v podélném řezu	84
Obrázek 3-42 - Průběh napětí v bodě Szz II	85
Obrázek 3-43 - Zatížení pláště konstrukce	85
Obrázek 3-44 - Celkové zatížení konstrukce tunelu během protlačování	86
Obrázek 3-45 - Výpočet tlačných trubek.....	87
Obrázek 3-46 - Totální napětí Szz.....	88
Obrázek 3-47 - Totální napětí Sxx	88
Obrázek 3-48 - Deformace Dz	89
Obrázek 3-49 - Deformace Dx	89
Obrázek 3-50 - Fáze 3 - Napětí Szz	90
Obrázek 3-51 - Fáze 3 - Napětí Sxx.....	90
Obrázek 3-52 - Fáze 3 - Deformace ve směru z.....	91
Obrázek 3-53 - Fáze 3 - Deformace ve směru y	91
Obrázek 3-54 Fáze 3 - Deformace ve směru x.....	91
Obrázek 3-55 - Fáze 20 - Napětí Szz	92
Obrázek 3-56 - Fáze 20 - Napětí Sxx.....	92
Obrázek 3-57 - Fáze 20 - Deformace ve směru z.....	92
Obrázek 3-58 - Fáze 20 - Deformace ve směru y	93
Obrázek 3-59 - Fáze 20 - Deformace ve směru x	93
Obrázek 3-60 - Fáze 37 - Napětí Szz	93
Obrázek 3-61 - - Fáze 37 - Napětí Sxx.....	94
Obrázek 3-62 - Fáze 37 - Deformace ve směru z.....	94

Obrázek 3-63 - Fáze 37 - Deformace ve směru y	94
Obrázek 3-64 - Fáze 37 - Deformace ve směru x	95
Obrázek 3-65 - Označení bodů pro sledování deformací nadzemních objektů.....	95
Obrázek 3-66 - Sedání budovy č.p. 5, 339.....	95
Obrázek 3-67 - Sedání budovy č.p. 340.....	96
Obrázek 3-68 - Sedání budovy č.p. 347 a 362	96
Obrázek 3-69 - Varianta 1b - Příčný řez s geologií	98
Obrázek 3-70 - Varianta 1b - Podélný řez s geologií	98
Obrázek 3-71 - Piperoofing - Hloubení stavební jámy	99
Obrázek 3-72 - Piperoofing - Osazení tlačné stanice	100
Obrázek 3-73 - Piperoofing - Ocelové trubky se zámky	100
Obrázek 3-74 - Piperoofing - Protlačování ocelových trubek	101
Obrázek 3-75 - Piperoofing - Kontrola sváru ultrazvukem.....	101
Obrázek 3-76 - Piperoofing - Dokončený protlak.....	102
Obrázek 3-77 - Napětí ve spoji v důsledku působících protlačovacích sil (18)	103
Obrázek 3-78 - Závislost poměru $\max \sigma / \sigma_0$ na poměru z/da dle DWA-A 161 (18).....	104
Obrázek 3-79 - Rozdělení měřených bodů v příčném profilu	106
Obrázek 3-80 - Rozdělení měřených profilů v podélném řezu	106
Obrázek 3-81 - Průběh napětí v bodě Szz II	107
Obrázek 3-82 - Zatížení pláště konstrukce	107
Obrázek 3-83 - Celkové zatížení konstrukce tunelu během protlačování	108
Obrázek 3-84 - Výpočet tlačných trubek.....	109
Obrázek 3-85 - Totální napětí Szz.....	110
Obrázek 3-86 - Totální napětí Sxx	110
Obrázek 3-87 - Deformace Dz	111
Obrázek 3-88 - Deformace Dx	111
Obrázek 3-89 - Fáze 3 - Napětí Szz	112

Obrázek 3-90 - Fáze 3 - Napětí Sxx.....	112
Obrázek 3-91 - Fáze 3 - Deformace ve směru z.....	113
Obrázek 3-92 - Fáze 3 - Deformace ve směru y	113
Obrázek 3-93 Fáze 3 - Deformace ve směru x.....	113
Obrázek 3-94 - Fáze 20 - Napětí Szz	114
Obrázek 3-95 - Fáze 20 - Napětí Sxx.....	114
Obrázek 3-96 - Fáze 20 - Deformace ve směru z.....	115
Obrázek 3-97 - Fáze 20 - Deformace ve směru y	115
Obrázek 3-98 - Fáze 20 - Deformace ve směru x	115
Obrázek 3-99 - Fáze 37 - Napětí Szz	116
Obrázek 3-100 - - Fáze 37 - Napětí Sxx.....	116
Obrázek 3-101 - Fáze 37 - Deformace ve směru z.....	117
Obrázek 3-102 - Fáze 37 - Deformace ve směru y	117
Obrázek 3-103 - Fáze 37 - Deformace ve směru x	117
Obrázek 3-104 - Označení bodů pro sledování deformací nadzemních objektů.....	118
Obrázek 3-105 - Sedání budovy č.p. 5, 339.....	118
Obrázek 3-106 - Sedání budovy č.p. 340.....	119
Obrázek 3-107 - Sedání budovy č.p. 347 a 362	119
Obrázek 3-108 - Varianta 2 - Příčný řez s geologií	121
Obrázek 3-109 - Varianta 2 - Podélný řez s geologií	121
Obrázek 3-110 - Varianta 2 - Postup výstavby - Pipe roofing	123
Obrázek 3-111 - Varianta 2 - Injektáže.....	123
Obrázek 3-112 - Varianta 2 - Postup výstavby - Primární ostění a ocelové rámy.....	124
Obrázek 3-113 - Varianta 2 - Postup výstavby - Část definitivního ostění.....	124
Obrázek 3-114 - Varianta 2 - Postup výstavby - Definitivní ostění	125
Obrázek 3-115 - Napětí ve spoji v důsledku působících protlačovacích sil.....	126
Obrázek 3-116 - Závislost poměru $\max\sigma/\sigma_0$ na poměru z/da dle DWA-A 161	127

Obrázek 3-117 - Fáze 18 – Deformace ve směru z.....	128
Obrázek 3-118 - Deformace ve směru y.....	128
Obrázek 3-119 - Deformace ve směru x.....	129
Obrázek 3-120 - Deformace ve směru z.....	129
Obrázek 3-121 - Deformace ve směru x.....	129
Obrázek 3-122 - Deformace ve směru z.....	130
Obrázek 3-123 - Deformace ve směru x.....	130
Obrázek 3-124 - Označení bodů pro sledování deformací nadzemních objektů.....	131
Obrázek 3-125 - Sedání budovy č.p. 5, 339.....	131
Obrázek 3-126 - Sedání budovy č.p. 340.....	132
Obrázek 3-127 - Sedání budovy č.p. 347 a 362.....	132
Obrázek 4-1 - Umístění měřících bodů v jednom konvergenčním profilu.....	136
Obrázek 4-2 - Umístění magnetických extenzometrů na čelbě.....	137
Obrázek 4-3 - Rozmístění vodorovných inklinometrů.....	138

7 Seznam tabulek

Tabulka 1- Zatížení od objektu č.p. 5	17
Tabulka 2 - Zatížení od objektu č.p. 5	19
Tabulka 3 - Geotechnické typy základových půd	34
Tabulka 4 - Geotechnické parametry základových půd	35
Tabulka 5 - Doporučení pro velikost nadvýrubu	49
Tabulka 6 - Udávané specifické hodnoty koeficientu smykového tření	51
Tabulka 7 - Koeficient smykového tření jako funkční závislost na úhlu vnitřního tření	51
Tabulka 8 - Koeficient smykového tření jako funkční závislost na třecím úhlu	52
Tabulka 9 - Koeficient smykového tření dle Pohla (33)	52
Tabulka 10 - Koeficient smykového tření dle Potyondy	53
Tabulka 11 - Plášťové tření - praktické zkušenosti z měření na stavbě	53
Tabulka 12 - Plášťové tření - Experimentální výzkum v laboratoři (23)	54
Tabulka 13 - Míra nárůstu třecího odporu (23)	54
Tabulka 14 - Plášťové tření v závislosti na nadvýrubu (37)	55
Tabulka 15 - Plášťová tření M - 1. část (38)	56
Tabulka 16 - Plášťová tření M - 2. část (20)	57
Tabulka 17 - Porovnání plášťového tření s injektáží a bez injektáže (39)	58
Tabulka 18 - - Souhrnná tabulka projektů provedené pomocí Ropkins System™	77
Tabulka 16 - Porovnání otevřeného a uzavřeného systému zmrazování zemin	80
Tabulka 17 - Závěrečná srovnávací tabulka	142

8 Seznam použité literatury

1. **METROPROJEKT Praha a.s.** Výstavba trasy I.D v Praze. *Provozní úsek I.D3 - Pankrác (mimo) - Náměstí Míru, depo Písnice*. Praha : autor neznámý, 12 2015.
2. **METROPROJEKT Praha a.s.** Provozní úsek I.D3 metra Pankrác (mimo), Náměstí Míru. *Podrobný geotechnický průzkum pro projekt stavby (DSP) - V. etapa*. Praha : autor neznámý, 2015.
3. **Rada HMP**. Portál hlavního města Prahy. *Praha.eu*. [Online] 21. 7 2015. http://www.praha.eu/public/df/c0/14/2076251_606890__26._zapis_26._rada_HMP_21._7._2015_.pdf. 1685.
4. **Coulomb, C.A.** *Théorie des machines simples*. Paris : Facsimile éd. Blanchard, 2002. 978-2-85367-218-4.
5. **Bruhns, O. a Lehmann, T.** *Elemente der Mechanik I - Statik*. Braunschweig : Vieweg, 1993.
6. **Förster, H. J.** *Technische mechanik I, Statik, Reibung*. München : Carl Hanser Verlag, 1968.
7. **Triantafyllidis, T.** *Arbeitsblätter für Bodenmechanik*. Bochum : Ruhr-Universität Bochum, 200. Sv. Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik.
8. **Whitlow, R.** *Basic Soil Mechanics*. místo neznámé : Pearson Education Ltd., 2001.
9. **Coulomb, C. A. a Mohr, O. Ch.** Wikipedia. *The free Encyclopedia*. [Online] Wikipedia, 6. 9 2015. [Citace: 11. 3 2016.] https://en.wikipedia.org/wiki/Mohr%E2%80%93Coulomb_theory.
10. **Stein, D.** *Untersuchung über die Scherfestigkeit grobkörniger Schüttmaterialen unter Verwendung eines grossformatigen Kastenschergerätes*. Berlin : Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft, 1972.
11. **Bolton, M. D.** The Strength and Dilatancy of Sands. *Geotechnique*. 36, 1986, Sv. 1, 1, stránky 68-78.
12. **O'Rourke, T. D., Druschel, S. J. a Netravali, A. N.** Shear Strength Charakteristik os Sand-polymer Interfaces. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1990, Sv. 116, 3, stránky 451-469.
13. **Bosscher, P. J. a Ortiz, C. G.** Frictional Properties between Sand and various Construction Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1, 1987, Sv. 1, 9, stránky 1035-1039.
14. **Acar, Y. B.** Interface Properties of Sand. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1, 1982, Sv. 1, 4, stránky 648-654.
15. **Atalah, A. L., Iseley, T. a Bennett, D.** Estimating the Required Jacking Force. *North-American No-Dig*. 94, 1994, 1.
16. *Determination of Pipe Jacking Loads*. **Auld, F. A.** Manchester : Conference Proceedings Pipe Jacking Association, 1986.
17. **ASCE**. *Standard Konstruktion Guidelines for Microtunneling*. místo neznámé : American Society of Civil Engineers, 1998.
18. **DWA-A 161**. *Statische berechnung von Vortriebsrohren*. Hennef : Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., 2014. 978-3-942964-88-3.
19. **Kollmann, B.** Microtunneling - Inovationen für Langstreckenvortriebe. *Taschnebuch für den Tunnelbau*. 1, 2001, Sv. 1, 25, stránky 341-368.

20. **Marshall, M.** Pipe-jacked Tunneling: Jacking loads and ground movements. *Disertační práce*. Oxford : University of Oxford, 1998.
21. **Chapman, D. N.** Ground movements associated with Trenchless Pipelaying Operations. *Disertační práce*. Loughborough : Loughborough University of Technology, 1992.
22. **Scherle, M.** *Rohrvortrieb*. Wiesbaden : Bauverlag, 1977.
23. **Yonan, S. J.** Pipe Jacking Forces in Sand. *Disertační práce*. Loughborough : Loughborough University, Department of Civil Engineering, 1993.
24. **Herzog, M.** Die Pressenkräfte bei Schieldvortrieb und Rohrvorpressung im Lockergestein. *Baumaschinen und Bautechnik*. 1985, 6, stránky 236-238.
25. **Ebert, I.** Erfassung und berechnung der Vortriebswiderstände unter Beachtung red speziellen Bedingungen des Stahlbetonvortriebs. *Disertační práce*. Leibzig : Technische Hochschule Leipzig, 1990.
26. **Paul, O.** Versagen eines Widerlagers bei der Durchörterung eines Bahndammes. *Bauplanung und Bautechnik*. 4, 1979, 28.
27. **Weber, W.** Experimentelle Untersuchung in rolligem Boden zur Dimensionierung von Pressbohranlagen. *Disertační práce*. Aachen : RWTH Aachen, 1981.
28. **Salomo, K. P.** Experimentelle und theoretische Bestimmung der Pressenkräfte und der Bodenverformungen beim Vortrieb eines Vorpressrohres im rolligen Boden. *Disertační práce*. Berlin : Technische Universität Berlin, 1979.
29. **Walensky, G. a Möcke, H.** Erfahrungen mit dem Horizontal-Pressbohrverfahren. *Bauplanung - Bautechnik*. 1970, 6, stránky 290-293.
30. **Wiener, K. H.** Widerstand an Schildschneiden beim unterirdischen Vortrieb. *Bauplanung - Bautechnik*. 1989, 5, stránky 196-199.
31. **Milligan, G. a Marshall, M.** The function and effects of Lubrication in Pipe Jacking. *Tunnels and Metropolises*. 1988.
32. **Winterkorn, H. a Fang, H.** *Foundation Engineering Handbook*. New York : Van Nostrand Reinhold Company, 1975.
33. **Pohl, R.** Untersuchungen zu technischen Lösungen für die Herstellung von Abwasserleitung unter den Bedingungen städtischer Rekonstruktionsgebiete mit Hilfe des Durchörterungsverfahrens. *Disertační práce*. Leibzig : Technische Hochschule Leibzig, 1979.
34. **Potyondy, J. G.** Skin. *Geotechnique*. 1961, stránky 339-353.
35. **Herrenknecht, M.** Die Entwicklung der neuen Micro-tunnelvortriebsmaschine AV-N und AV-T. *Tunnel*. 1989, 1, stránky 12-15.
36. **Häfelin, H. M. a Kittel, D.** Durchpressverfahren unter Verwendung von Stahlbetonrohren. *Betonwerk + Fertigteil-Technik*. 1978, Sv. 6, 7.
37. **Phelipot, A.** Interaction Sol-Structure lors d'Operations des microtunnelage. *Disertační práce*. Lion : Institut National Des Sciences Appliquees, 2000.
38. **Norris, P.** The behaviour of jacked Concrete pipes during Site Installation. *Disertační práce*. Oxford : University of Oxford, 1992.

39. **Pellet, A. L.** Analyse des Interactions Sol-Canalisation et Sol-Machine pour la pose de Conduites par Microtunnelage. *Disertační práce*. Lyon : Institut National Des Sciences Appliquees, 1997.
40. **Limited, Ropkins Holdings.** *The Ropkins System*. 6290365 Česká Republika, 21. 08 2008. Ochranná známka.
41. **Ltd., John Ropkins.** Ropkins systém. *Jacked box tunnelling*. [Online] John Ropkins Ltd. [Citace: 11. 03 2016.] <http://home.btconnect.com/John-Ropkins/jacked-box-tun.htm>.
42. **John Ropkins Ltd.** John Ropkins Ltd. *Pedestrian and cyclist subway, Didcot, Oxfordshire, England*. [Online] John Ropkins Ltd. [Citace: 15. 3 2016.] <http://home.btconnect.com/John-Ropkins/didcot.htm>.
43. —. John Ropkins Ltd. *Vehicular under-bridge, West Thurrock, Essex, England*. [Online] John Ropkins Ltd. [Citace: 15. 3 2016.] <http://home.btconnect.com/John-Ropkins/ockendon.htm>.
44. —. John Ropkins Ltd. *Vehicular under-bridge, Silver Street station, London, England*. [Online] John Ropkins Ltd. [Citace: 15. 3 2016.] <http://home.btconnect.com/John-Ropkins/silver-street.htm>.
45. —. John Ropkins Ltd. *Twin cell rail tunnel, Lewisham railway station, London, England*. [Online] John Ropkins Ltd. [Citace: 16. 3 2016.] <http://home.btconnect.com/John-Ropkins/lewisham.htm>.
46. —. John Ropkins Ltd. *Twin cell flood relief culvert, Dorney, Berkshire, England*. [Online] John Ropkins Ltd. [Citace: 15. 3 2016.] <http://home.btconnect.com/John-Ropkins/dorney.htm>.
47. —. John Ropkins Ltd. *Road tunnels, Boston, Massachusetts, USA*. [Online] John Ropkins Ltd. [Citace: 15. 3 2016.] <http://home.btconnect.com/John-Ropkins/boston.htm>.
48. —. John Ropkins Ltd. *Vehicular under-bridge, M1 motorway, J15A, Northamptonshire, England*. [Online] John Ropkins Ltd. [Citace: 15. 3 2016.] <http://home.btconnect.com/John-Ropkins/m1.htm>.

Dodatek č. 1 (2)

SOD 32 - Stanice Náměstí Bratří Synků **Varianta - 1a - protlak**



ID	Název úkolu	Doba trvání	Zahájení	Dokončení	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV
1	Varianta - 1a - protlak	619 dny	1.7. 20	11.3. 22																							
2	Stavební jáma (vodotěsná) - zajištění, hloubení	269 dny	1.7. 20	26.3. 21																							
3	Zajištění	120 dny	1.7. 20	28.10. 20																							
4	Hloubení - horizontální doprava	90 dny	29.8. 20	26.11. 20																							
5	Hloubení - vertikální doprava	120 dny	27.11. 20	26.3. 21																							
6	Stavební připravenost - protlačovaný díl stanice	177 dny	27.3. 21	19.9. 21																							
7	Opěrný blok (Milánské stěny)	30 dny	27.3. 21	25.4. 21																							
8	Startovací základová deska	16 dny	26.4. 21	11.5. 21																							
9	Betonáž protlačovaného dílu stanice	90 dny	12.5. 21	9.8. 21																							
10	Montáž hydraulické soustavy	51 dny	31.7. 21	19.9. 21																							
11	Úprava zeminového prostředí - zamražení	93 dny	19.6. 21	19.9. 21																							
12	Otevření otvoru ve stěně stavební jámy	14 dny	20.9. 21	3.10. 21																							
13	Postupné protlačování dílu stanice do druhé stavební jámy včetně odtěžování	123 dny	4.10. 21	3.2. 22																							
14	Uvolnění stavební jámy	36 dny	4.2. 22	11.3. 22																							
15	Demontáž hydraulické soustavy	22 dny	4.2. 22	25.2. 22																							
16	Demolice opěrného bloku	14 dny	26.2. 22	11.3. 22																							

Vypracoval: Metroprojekt Praha a.s.

2.2. 16

Dodatek č. 3 (2)

SOD 32 - Stanice Náměstí Bratří Synků **Varianta - 1b - protlak + zajištění stropu Piperoofingem**

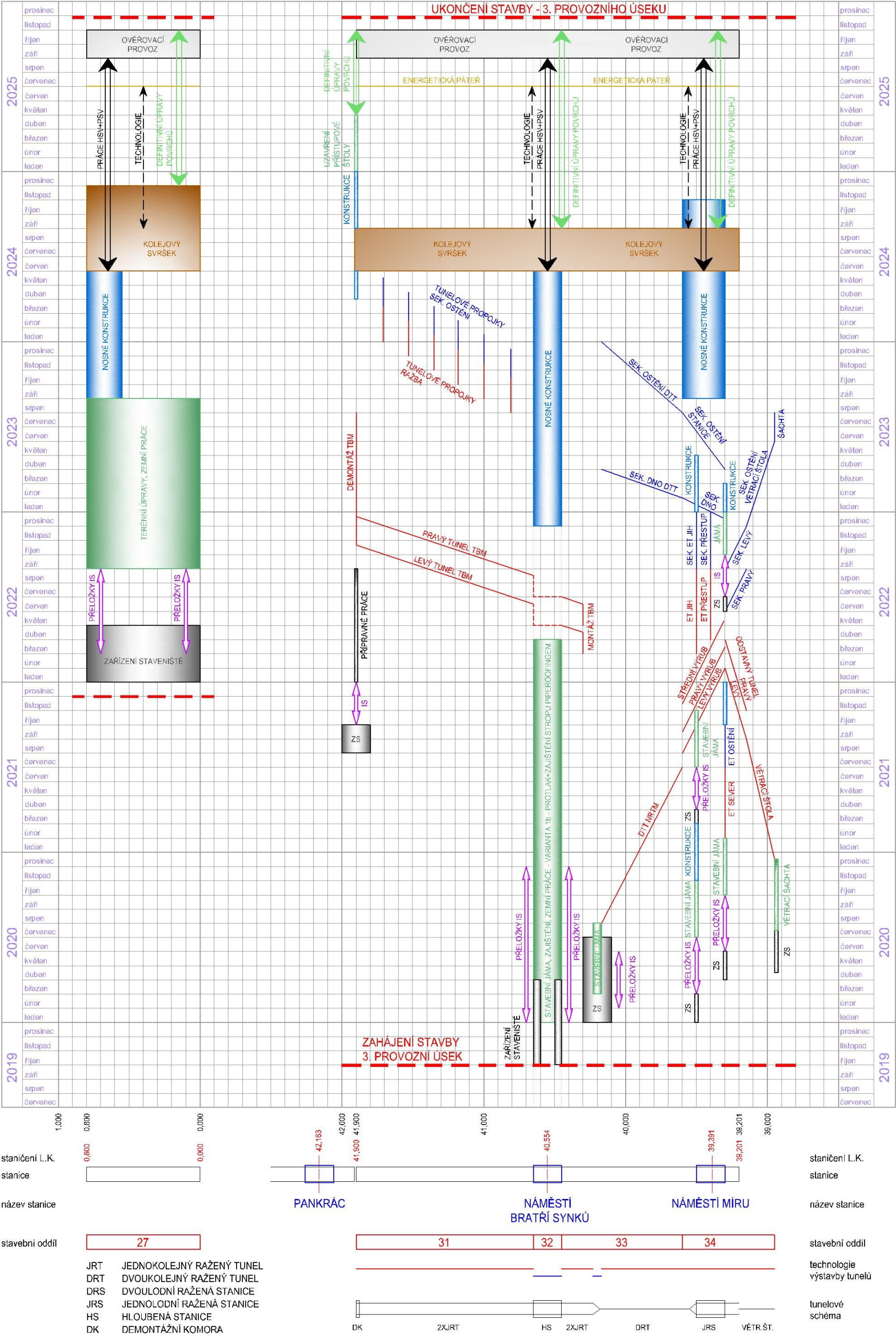


ID	Název úkolu	Doba trvání	Zahájení	Dokončení	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV
1	Varianta - 1b - protlak + zajištění stropu Piperoofingem	821 dny	1.1. 20	31.3. 22																													
2	Stavební jáma (vodotěsná) - zajištění, hloubení (do úrovně pro Piperoofing - strop stanice)	269 dny	1.1. 20	25.9. 20																													
3	Zajištění	120 dny	1.1. 20	29.4. 20																													
4	Hloubení - horizontální doprava	90 dny	29.2. 20	28.5. 20																													
5	Hloubení - vertikální doprava	120 dny	29.5. 20	25.9. 20																													
6	Stavební připravenost - pro mikro-tunelovací stroj	35 dny	26.9. 20	30.10. 20																													
7	Opěrný blok	12 dny	26.9. 20	7.10. 20																													
8	Startovací základová deska	10 dny	3.10. 20	12.10. 20																													
9	Montáž mikro-tunelovacího stroje	20 dny	11.10. 20	30.10. 20																													
10	Mikro-tunelování včetně betonáže	81 dny	31.10. 20	19.1. 21																													
11	Uvolnění stavební jámy po mikro-tunelování	25 dny	20.1. 21	13.2. 21																													
12	Demontáž mikro-tunelovacího stroje	11 dny	20.1. 21	30.1. 21																													
13	Demolice opěrného bloku a základové desky	14 dny	31.1. 21	13.2. 21																													
14	Stavební jáma (vodotěsná) - do hloubení	72 dny	4.2. 21	16.4. 21																													
15	Stavební připravenost - protlačovaný díl stanice	177 dny	17.4. 21	10.10. 21																													
16	Opěrný blok (Milánské stěny)	30 dny	17.4. 21	16.5. 21																													
17	Startovací základová deska	16 dny	17.5. 21	1.6. 21																													
18	Betonáž protlačovaného dílu stanice	90 dny	2.6. 21	30.8. 21																													
19	Montáž hydraulické soustavy	51 dny	21.8. 21	10.10. 21																													
20	Úprava zeminového prostředí - zamražení	93 dny	10.7. 21	10.10. 21																													
21	Otevření otvoru ve stěně stavební jámy	14 dny	11.10. 21	24.10. 21																													
22	Postupné protlačování dílu stanice do druhé stavební jámy včetně odtěžování	123 dny	25.10. 21	24.2. 22																													
23	Uvolnění stavební jámy	35 dny	25.2. 22	31.3. 22																													
24	Demontáž hydraulické soustavy	22 dny	25.2. 22	18.3. 22																													
25	Demolice opěrného bloku	13 dny	19.3. 22	31.3. 22																													

Vypracoval: Metroprojekt Praha a.s.

2.2. 16

CYKLOGRAM VÝSTAVBY - TRASY METRA - I.D3
stanice Náměstí Bratří Synků - varianta 1b - protlak + Piperoofingem



Dodatek č. 5 (2)

SOD 32 - Stanice Náměstí Bratří Synků



ID	Název úkolu	Doba trvání	Zahájení	Dokončení
1	Varianta - 2 - Piperoofing	1096 dny	1.4. 19	31.3. 22
2	Stavební jáma (vodotěsná) - zajištění, hloubení (do úrovně pro Piperoofing - strop stanice)	269 dny	1.4. 19	25.12. 19
3	Zajištění	120 dny	1.4. 19	29.7. 19
4	Hloubení - horizontální doprava	90 dny	30.5. 19	27.8. 19
5	Hloubení - vertikální doprava	120 dny	28.8. 19	25.12. 19
6	Stavební připravenost - pro mikro-tunelovací stroj (strop, boky)	35 dny	26.12. 19	29.1. 20
7	Opěrný blok	12 dny	26.12. 19	6.1. 20
8	Startovací základová deska	10 dny	2.1. 20	11.1. 20
9	Montáž mikro-tunelovacího stroje	20 dny	10.1. 20	29.1. 20
10	Mikro-tunelování stropu včetně betonáže	81 dny	30.1. 20	19.4. 20
11	Stavební jáma (vodotěsná)	72 dny	20.4. 20	30.6. 20
12	Do hloubení	72 dny	20.4. 20	30.6. 20
13	Mikro-tunelování boku včetně betonáže	31 dny	30.4. 20	25.6. 20
14	Stavební připravenost - pro mikro-tunelovací stroj (dno)	35 dny	1.7. 20	4.8. 20
15	Opěrný blok	12 dny	1.7. 20	12.7. 20
16	Startovací základová deska	10 dny	8.7. 20	17.7. 20
17	Montáž mikro-tunelovacího stroje	20 dny	16.7. 20	4.8. 20
18	Mikro-tunelování dna včetně betonáže	81 dny	5.8. 20	24.10. 20
19	Uvolnění stavební jámy po mikro-tunelování	25 dny	25.10. 20	18.11. 20
20	Demontáž mikro-tunelovacího stroje	11 dny	25.10. 20	4.11. 20
21	Demolice opěrného bloku a základové desky	14 dny	5.11. 20	18.11. 20
22	Úprava zeminového prostředí - injektáž trysková + chemická	93 dny	28.10. 20	28.1. 21
23	Otevření otvoru ve stěně stavební jámy	14 dny	29.1. 21	11.2. 21
24	Ražba a primární ostění (po etapách)	231 dny	12.2. 21	30.9. 21
25	Hydroizolace + definitivní sekundární ostění	182 dny	1.10. 21	31.3. 22

Vypracoval: Metroprojekt Praha a.s.

2.2. 16

Dodatek č. 7 (2)

SOD 32 - Stanice Náměstí Bratří Synků

Varianta - 3 - otevřená stavební jáma



ID	Název úkolu	Doba trvání	Zahájení	Dokončení	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III
1	Varianta - 3 - otevřená stavební jáma	608 dny	1.7. 20	28.2. 22																						
2	Demolice stávajících objektů č.p. 5 a 340	184 dny	1.7. 20	31.12. 20																						
3	Stavební jáma (vodotěsná)	424 dny	1.1. 21	28.2. 22																						
4	Zajištění	120 dny	1.1. 21	30.4. 21																						
5	Hloubení - horizontální doprava	153 dny	31.3. 21	30.8. 21																						
6	Hloubení - vertikální doprava	182 dny	31.8. 21	28.2. 22																						
7	Varianta - 3 - otevřená stavební jáma	610 dny	1.3. 24	31.10. 25																						
8	Obnova objektů č.p. 5 a 340 po stavbě	610 dny	1.3. 24	31.10. 25																						

Dodatek č. 9 (2)

DÍLČÍ PROPOČET - Varianta 1a)

CÚ 2016

Stavba: I.D DSP

Oddíl: SOD 32 Stanice Náměstí Bratří Synků (NS)

Objednatel: DPP a.s.

Objekt: 32-19 Stanice-ražená část

Zhotovitel:

JKSO:

Datum: 11.2.2016

P.Č.	Kód položky	Popis	MJ	Množství celkem	Jedn.cena [Kč]	Cena celkem [Kč]
1	2	3	4	5	6	7
CELKEM SO/PS:						395 169 993,75

Nespecifikované práce 5,0% 18 817 618,75

Specifikované konstrukce a práce 376 352 375,00

Ražba

1		Zmrazování zeminového masivu	m3	11 520,000	20 000,00	230 400 000,00
2		Výbourání okna do podzemních stěn	m3	400,000	7 000,00	2 800 000,00
3		Podzemní stěny tl. 1 m	m2	860,000	16 500,00	14 190 000,00
4		Železobetonové lože z betonu C45/55	m3	1 675,000	18 000,00	30 150 000,00
5		Bourání železobetonového lože	m3	75,000	6 925,00	519 375,00
6		Tlačné písty - max. výkon 800 t, délka 2,5 m	ks	21,000	200 000,00	4 200 000,00
7		Ocelové trubky pro protlak (montáž a demontáž)	t	280,000	70 000,00	19 600 000,00
8		Ocelová lana - průměr 12 mm	m	96 000,000	50,00	4 800 000,00
9		Protlačování konstrukce	m	36,000	180 000,00	6 480 000,00
10		Odtěžení zeminy z tunelu	m3	7 000,000	2 380,00	16 660 000,00
11	340001	Odvoz rubaniny a poplatek za skládkovné	m3	9 100,000	630,00	5 733 000,00
12		Definitivní ostění z betonu C50/60	m3	2 150,000	18 000,00	38 700 000,00
13		Pomocné ocelové konstrukce při protlaku S355	t	40,000	38 000,00	1 520 000,00
14		Demontování pomocné ocelové konstrukce po protlaku	t	40,000	15 000,00	600 000,00

Dodatek č. 10 (2)

DÍLČÍ PROPOČET - Varianta 1b)

CÚ 2016

Stavba: I.D DSP

Oddíl: SOD 32 Stanice Náměstí Bratří Synků (NS)

Objednatel: DPP a.s.

Objekt: 32-19 Stanice-ražená část - konstrukce

Zhotovitel:

JKSO:

Datum: 11.2.2016

P.Č.	Kód položky	Popis	MJ	Množství celkem	Jedn.cena [Kč]	Cena celkem [Kč]
1	2	3	4	5	6	7

CELKEM SO/PS:

467 049 791,25

Nespecifikované práce

5,0%

22 240 466,25

Specifikované konstrukce a práce

444 809 325,00

Ražba

1		Mikrotunelovací štíty	ks	1,000	25 000 000,00	25 000 000,00
2		Mikrotuneláž	m	912,500	40 000,00	36 500 000,00
3		Pomocné ŽB konstrukce z betonu C30/37 - zřízení	m3	270,000	9 000,00	2 430 000,00
4		Pomocné ŽB konstrukce z betonu C30/37 - bourání	m3	270,000	6 925,00	1 869 750,00
6		Výplň trubek betonem C30/37	m3	511,000	5 200,00	2 657 200,00
7		Zmrzování zeminového masivu	m3	11 520,000	20 000,00	230 400 000,00
8		Vybourání okna do podzemních stěn	m3	400,000	7 000,00	2 800 000,00
9		Podzemní stěny stěny tl. 1 m	m2	860,000	16 500,00	14 190 000,00
10		Železobetonové lože z betonu C45/55	m3	1 675,000	18 000,00	30 150 000,00
11		Bourání železobetonového lože	m3	75,000	6 925,00	519 375,00
12		Tlačné písty - max. výkon 800 t, délka 2,5 m	ks	21,000	200 000,00	4 200 000,00
13		Ocelové trubky pro protlak (montáž a demontáž)	t	280,000	70 000,00	19 600 000,00
14		Ocelová lana - průměr 12 mm	m	96 000,000	50,00	4 800 000,00
15		Protlačování konstrukce	m	36,000	180 000,00	6 480 000,00
16		Odtěžení zeminy z tunelu	m3	7 000,000	2 380,00	16 660 000,00
17	340001	Odvoz rubaniny a poplatek za skládkovně	m3	9 100,000	630,00	5 733 000,00
18		Definitivní ostění z betonu C50/60	m3	2 150,000	18 000,00	38 700 000,00
19		Pomocné ocelové konstrukce při protlaku S355	t	40,000	38 000,00	1 520 000,00
20		Demontování pomocné ocelové konstrukce po protlaku	t	40,000	15 000,00	600 000,00

Dodatek č. 11 (2)

DÍLČÍ PROPOČET - Varianta 2)

CÚ 2016

Stavba: I.D DSP

Oddíl: SOD 32 Stanice Náměstí Bratří Synků (NS)

Objednatel: DPP a.s.

Objekt: 32-19 Stanice-ražená část - konstrukce

Zhotovitel:

JKSO:

Datum: 11.2.2016

P.Č.	Kód položky	Popis	MJ	Množství celkem	Jedn.cena [Kč]	Cena celkem [Kč]
1	2	3	4	5	6	7
CELKEM SO/PS:						457 601 829,83
		Nespecifikované práce		5,0%		21 790 563,33
		Specifikované konstrukce a práce				435 811 266,50
		Konstrukce				16 578 450,00
1	420012	Kompletní konstrukce (svislé i vodorovné) ze železobetonu do C25/30 (B30)	m3	445,500	5 500,00	2 450 250,00
2	420021	Výztuž žb konstrukcí z betonářské oceli	t	441,100	30 000,00	13 233 000,00
3	420031	Podpěrná konstrukce pro bednění stropů - zřízení a odstranění	m3OP	7 460,000	120,00	895 200,00
		Tepelné izolace				210 000,00
4	713001	Tepelné izolace z polystyrenu nebo minerální vlny	m3	42,000	5 000,00	210 000,00
		Ražba				419 022 816,50
5		Mikrotunelovací štíty	ks	2,000	25 000 000,00	50 000 000,00
6		Mikrotuneláž	m	2 628,000	40 000,00	105 120 000,00
7		Pomocné ŽB konstrukce z betonu C30/37 - zřízení	m3	640,000	9 000,00	5 760 000,00
8		Pomocné ŽB konstrukce z betonu C30/37 - bourání	m3	640,000	6 925,00	4 432 000,00
9		Mikropiloty	m	1 020,000	4 500,00	4 590 000,00
10		Výplň trubek betonem C30/37	m3	1 471,680	5 200,00	7 652 736,00
11		Cementové injektáže zeminového masivu	m3	8 723,500	9 500,00	82 873 250,00
12		Laminátové čelbové kotvy	m	13 249,500	2 400,00	31 798 800,00
13		Odtěžení zeminy z tunelu	m3	13 249,500	2 380,00	31 533 810,00
14	340001	Odvoz rubaniny a poplatek za skládkovné	m3	14 574,450	630,00	9 181 903,50
15		Primární ostění SB C25/30	m2	2 737,500	5 600,00	15 330 000,00
16		Pomocné ocelové konstrukce při ražbách Ocel S355	t	616,372	38 000,00	23 422 117,00
17		Bourání pomocných ocelových konstrukcí	t	186,000	15 000,00	2 790 000,00
18		Hydroizolační souvrství	m2	2 348,500	2 000,00	4 697 000,00
19		Definitivní ostění z betonu C50/60	m3	2 213,400	18 000,00	39 841 200,00

Dodatek č. 12 (2)

DÍLČÍ PROPOČET - Varianta 3)

CÚ 2016

Stavba: I.D DSP

Oddíl: SOD 32 Stanice Náměstí Bratří Synků (NS)

Objednatel: DPP a.s.

Objekt: 32-19 Stanice-ražená část - konstrukce

Zhotovitel:

JKSO:

Datum: 11.2.2016

P.Č.	Kód položky	Popis	MJ	Množství celkem	Jedn.cena [Kč]	Cena celkem
1	2	3	4	5	6	7
CELKEM SO/PS:						115 288 411,31
Nespecifikované práce				5,0%		5 489 924,35
Specifikované konstrukce a práce						109 798 486,96
Všeobecné konstrukce a práce						2 418 313,83
1	010011	Poplatek za skládku - rubanina nebo zemina	t	37 204,828	65,00	2 418 313,83
Zemní práce						24 225 214,85
2	120004	Hloubení jam, třída 1-4, včetně naložení a odvozu do 1km	m3	7 103,55	250,00	1 775 886,75
3	120005	Hloubení jam, třída 5-7, včetně naložení a odvozu do 1km	m3	9 767,38	487,00	4 756 712,79
4	160001	Naložení výkopku nebo rubaniny na mezideponii pro odvoz, včetně odvozu do 1km	m3	0,000	60,00	0,00
5	160002	Odvoz výkopku nebo rubaniny - příplatek za každý další km	m3	489 256,808	14,00	6 849 595,31
6	170003	Zásyp zeminou, hutněný	m3	0,000	80,00	0,00
7	170004	Zásyp štěrkodrtí nebo štěrkopískem, hutněný	m3	8 096,40	950,00	7 691 580,00
8	170005	Výpiřový beton (hubený beton nebo poplíkobeton)	m3	1 750,80	1 800,00	3 151 440,00
Podkladní vrstvy, zvláštní zakládání, zpevňování hornin						2 525 451,50
9	220001	Podkladní vrstvy z betonu	m3	459,173	3 900,00	1 790 774,70
10	220039	Výztuž podklí vrstev z betonářské oceli (sítě Kari)	t	22,959	32 000,00	734 676,80
Konstrukce						16 578 450,00
11	420012	Kompletní konstrukce (svislé i vodorovné) ze železobetonu do C25/30 (B30)	m3	445,500	5 500,00	2 450 250,00
12	420021	Výztuž žb konstrukcí z betonářské oceli	t	441,100	30 000,00	13 233 000,00
13	420031	Podpěrná konstrukce pro bednění stropů - zřízení a odstranění	m3OP	7 460,000	120,00	895 200,00
Hydroizolace						6 082 560,00
14	711001	Hydroizolace podzemních objektů povlaková, včetně ochranných a podkladních vrstev, vč. mazanin a přízdivek	m2	2 784,800	2 200,00	6 082 560,00
Tepeľné izolace						996 000,00
15	713001	Tepeľné izolace z polystyrenu nebo minerální vlny	m3	199,200	5 000,00	996 000,00
9 Ostatní konstrukce a práce						1 392 952,32
16	960103	Bourání konstrukcí z železobetonu nebo prefabrikátů, včetně naložení, odvozu a poplatku za likvidaci odpadu	m3	202,464	6 880,00	1 392 952,32
Neuvedené položky						127 084 514,66
17		Kompletní konstrukce (svislé i vodorovné) ze železobetonu do C50/60	m3	2 784,800	12 500,000	34 660 000,00
18		Dolamování tř. 5-7	m3	887,943	2 000,000	1 775 886,86
19		Vodící zidky pro mlánské stěny	m	77,330	6 000,000	463 980,00
20		Podzemní stěna tl. 1200mm, včetně rýhy, suspenze a výztuže	m2	1 875,253	16 000,000	30 004 040,00
21		Trvalé kotvy kabelové z pramenů nebo drátů, včetně převážek	m	7 656,000	2 900,000	22 202 400,00
22		Výztuž mlánských stěn	t	403,179	30 000,000	12 095 377,80
23		Čerpání vody do 2000l/min vč. Pohotovosti čerpadla	hod	2 400,000	550,000	1 320 000,00
24		Čerpači studny Ø1000 mm vč. Trativodů	m	40,000	11 500,000	460 000,00
25		Plastové průchodky skrz ml. stěnu DN 200 mm vč. Zajištění v armokoši a ucpání	ks	24,000	1 500,000	36 000,00
26		Perforace mlánské stěny	m3	34,560	7 000,000	241 920,00
27		Fasáda na štíty po demolcích (tepeľná izolace je zvlášť)	m2	628,800	700,000	440 160,00
28		Demolice budov č.p. 5 a č.p. 340, včetně odvozu a likvidace odpadu	m3OP	22 625,000	1 038,00	23 484 750,00
Změny v SO 32-20 Stanice-hloubená část NS						-35 416 279,08
29	150019	Podzemní stěna tl. 1000mm, včetně rýhy, suspenze a výztuže	m2	-716,63	18 500,000	-11 824 312,50
26	150113	Převážky železobetonové, včetně výztuže	m3	-212,04	9 500,000	-2 014 380,00
30	220001	Podkladní vrstvy z betonu	m3	-844,36	3 900,000	-3 293 012,58
31	960103	Bourání konstrukcí z železobetonu nebo prefabrikátů, včetně naložení, odvozu a poplatku za likvidaci odpadu	m3	-27,30	6 880,000	-187 824,00
32		Vodící zidky pro mlánské stěny	m	-27,300	6 000,000	-163 800,00
33		Vytváření mlánských stěn v ploše (lepení výztuže)	m2	-194,370	5 000,000	-971 850,00
34		Trvalé kotvy kabelové z pramenů nebo drátů, včetně převážek	m	-237,000	2 900,000	-687 300,00
35		Vysokopevnostní táhla	m	-1 182,720	6 000,000	-7 096 320,00
36		Výztuž mlánských stěn	t	-154,074	30 000,000	-4 622 220,00
37		Kompozitová výztuž mlánských stěn	t	-27,800	120 000,000	-3 336 000,00
38		Plastové průchodky skrz ml. stěnu DN 200 mm vč. Zajištění v armokoši a ucpání	ks	-10,00	1 500,000	-15 000,00
39		Perforace mlánské stěny	m3	-10,80	7 000,000	-75 600,00

P.Č.	Kód položky	Popis	MJ	Množství celkem	Jedn.cena [Kč]	Cena celkem [Kč]
1	2	3	4	5	6	7
40		Příhradová rozpěrná konstrukce vč. Kotvení	t	-18,81	60 000,00	-1 128 660,00
Změny v SO 32-21 Stanice-hloubená část Otakarova						-36 088 691,12
41	150113	Převázky železobetonové, včetně výztuže	m3	-212,040	9 500,00	-2 014 380,00
42	220001	Podkladní vrstvy z betonu	m3	-1 096,55	3 900,00	-4 276 540,32
43	960103	Bourání konstrukcí z železobetonu nebo prefabrikátů, včetně naložení, odvozu a poplatku za likvidaci odpadu	m3	-32,16	6 880,00	-221 260,80
44		Vodící zídky pro milánské stěny	m	-26,80	6 000,00	-160 800,00
45		Podzemní stěna tl. 1200mm, včetně rýhy, suspenze a výztuže	m2	-730,30	16 000,00	-11 684 800,00
46		Vytrnování milánských stěn v ploše (lepení výztuže)	m2	-194,37	5 000,00	-971 850,00
47		Trvalé kotvy kabelové z pramenců nebo drátů, včetně převázek	m	-290,00	2 900,00	-841 000,00
48		Vysokopevnostní táhla	m	-1 182,72	6 000,00	-7 096 320,00
49		Výztuž milánských stěn	t	-146,06	30 000,00	-4 381 800,00
50		Kompozitová výztuž milánských stěn	t	-27,80	120 000,00	-3 336 000,00
51		Plastové průchodky skrz mil. stěnu DN 200 mm vč. Zajištění v armokoši a ucpání	ks	-10,00	1 500,00	-15 000,00
52		Perforace milánské stěny	m3	10,80	7 000,00	75 600,00
53		Příhradová rozpěrná konstrukce vč. Kotvení	t	-19,41	60 000,00	-1 164 540,00

Poznámka:
Součástí ceny není výkup pozemků ani výkup
demolovaných nemovitostí ani výstavba nových
nemovitostí